



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SERGIPE

PRÓ-REITORIA DE PÓS GRADUAÇÃO E PESQUISA

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ANÁLISES DE RISCO E PERIGO DE MOVIMENTOS DE MASSA,
CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA E ESTABILIDADE DE ENCOSTAS NA REGIÃO
METROPOLITANA DE ARACAJU

Belaniza Gaspar Santos Neta

São Cristóvão

2016

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SERGIPE
PRÓ-REITORIA DE PÓS GRADUAÇÃO E PESQUISA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ANÁLISES DE RISCO E PERIGO DE MOVIMENTOS DE MASSA,
CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA E ESTABILIDADE DE ENCOSTAS NA REGIÃO
METROPOLITANA DE ARACAJU

Belaniza Gaspar Santos Neta
Dissertação apresentada ao Programa de Pós-
Graduação em Engenharia Civil como
requisito parcial à obtenção do título de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL

Orientador: D.Sc. Osvaldo de Freitas Neto

Coorientador: D.Sc. Erinaldo Hilario Cavalcante

Agência Financiadora: CAPES

São Cristóvão
2016

**FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA BIBLIOTECA CENTRAL
UNIVERSIDADE FEDERAL DE SERGIPE**

S237a Santos Neta, Belaniza Gaspar
Análises de risco e perigo de movimento de massa, caracterização geotécnica e estabilidade de encostas na região metropolitana de Aracaju. / Belaniza Gaspar Santos Neta ; orientador Osvaldo de Freitas Neto. – São Cristóvão, 2016.
212 f. : il.

Dissertação (mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Sergipe, 2016.

1. Avaliação de risco. 2. Taludes (Mecânica do solo) – Estabilidade. 3. Movimento. 4. Massa. 5. Engenharia geotécnica. 6. Aracaju (SE). I. Freitas Neto, Osvaldo de, orient. II. Título.

CDU 624.138(813.7)

MEMBROS DA BANCA EXAMINADORA DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

BELANIZA GASPAR SANTOS NETA

APRESENTADA AO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL
DA UNIVERSIDADE FEDERAL DE SERGIPE EM 03 DE NOVEMBRO DE 2016.

BANCA EXAMINADORA:



D.Sc. Osvaldo de Freitas Neto

Orientador



D. Sc. Erinaldo Hilário Cavalcante

Coorientador



D. Sc. Olavo Francisco dos Santos Júnior

1º Examinador (Externo)

PEC/UFRN



D. Sc. Ricardo Nascimento Flores Severo

2º Examinador (Externo)

IFRN



D. Sc. Fernando Silva Albuquerque

3º Examinador (Interno)

PROEC/UFS

Dedico esta dissertação a quem esteve presente em cada passo da minha vida, meus pais, Luceni e Gaspar, e a minha irmã, Miriam.

Ao meu esposo, Rodolfo, com quem divido todos os momentos da minha vida, com muito respeito, paciência, amor e compreensão.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus por me conduzir pelos caminhos da vida, por me dar motivos para seguir em frente e aprender com as situações difíceis que se apresentam neste percurso.

Aos meus pais, Luceni e Gaspar, e a minha irmã, Miriam, por estarem sempre presentes na minha vida, pelo apoio, carinho e conselhos a mim dedicados.

Ao meu esposo, Rodolfo, pelo apoio e dedicação durante toda a pesquisa, pelo incentivo que me impulsiona a acreditar mesmo diante das dificuldades.

Agradeço ao professor Osvaldo de Freitas Neto, pela orientação, pela confiança a mim depositada e pelas críticas construtivas que contribuíram para a realização da pesquisa e para a minha vida profissional.

Ao professor Erinaldo Hilário Cavalcante, pela atenção, conhecimento e disponibilidade para esclarecer as dúvidas que surgiram durante este trabalho.

Aos técnicos do laboratório GEOPAV, os professores José Willami e Washington José, pela notável dedicação à função a qual exercem, pela experiência compartilhada e pelo auxílio na realização dos ensaios de laboratório.

À Defesa Civil Municipal de Aracaju, principalmente ao seu coordenador, Cel. Reginaldo Moura, o qual aceitou e atendeu gentilmente a solicitação de apoio aos trabalhos de campo.

Aos professores Fernando Silva Albuquerque e Franciely Abati Miranda, pela atenção e auxílio quando da realização do levantamento geodésico que compõe este trabalho.

Ao topógrafo Valdir Santos Silva pelo auxílio na execução do levantamento topográfico que faz parte da dissertação.

À Universidade Federal de Sergipe e ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, por proporcionar estrutura física e corpo docente qualificado para a realização do trabalho.

À CAPES pelo apoio financeiro.

RESUMO

Um dos principais motivos da ocorrência de desastres naturais ligados a movimentos gravitacionais de massa é a ocupação de áreas de risco de forma indiscriminada, impulsionada pelo crescimento das cidades. Por conta disso, as políticas de gestão de risco de desastres naturais recebem grande destaque, principalmente quando se trata de fenômenos relacionados a inundações e deslizamentos de encostas. Em se tratando da gestão de risco municipal, a cidade de Aracaju, capital do estado de Sergipe, não tem figurado em destaque no que se refere à ocorrência de movimentos gravitacionais em encostas. Embora a cidade seja predominantemente plana, apresenta diversos locais de relevo acidentado que são caracterizados pela ocupação desordenada com edificações precárias, nas quais desmatamentos, cortes, aterros e a ausência de saneamento básico são alguns dos fatores que contribuem para a ocorrência de deslizamentos nas encostas presentes nessas áreas. Objetiva-se com este trabalho avaliar os graus de risco e perigo de áreas de encosta de Aracaju, além de realizar a caracterização geotécnica e análise de estabilidade de encostas específicas da cidade, e assim, colaborar com as entidades públicas responsáveis pela gestão de risco da cidade a identificar as áreas sujeitas a eventos envolvendo movimentos de massa a partir do estudo das características físicas e ambientais do município. Para tal, foram selecionados 16 setores de encostas, nos quais foram aplicadas duas metodologias, uma de análise de risco, e a outra de análise de perigo de deslizamentos. Um zoneamento simplificado de risco de movimentos de massa foi realizado a partir de metodologia qualitativa, onde foram estabelecidas 4 faixas de grau de risco, determinadas segundo as características observadas nas áreas escolhidas. O município de Aracaju apresentou 6% dos setores avaliados com grau de risco baixo, 44% com grau de risco médio, 31% com grau de risco alto e 19% com risco muito alto. A análise de perigo foi realizada com o auxílio de metodologia semi-quantitativa que utiliza o Processo de Análise Hierárquica (AHP). Assim como na análise de risco, foram estabelecidos 4 graus de perigo para classificar os setores de encosta analisados. Nessa análise, os setores avaliados que apresentaram grau de perigo baixo corresponderam a 37%, o grau de perigo médio a 19%, o grau de perigo alto foi atribuído a aproximadamente 6% e 38% dos setores foram classificados com grau de perigo muito alto. Com base nas classificações, torna-se possível a delimitação das áreas sujeitas a deslizamentos, o que permite a hierarquização dos problemas e o suporte técnico para a relação com as comunidades afetadas. Dentre os 16 setores de encosta estudados, foram selecionadas as principais encostas dos setores 1, 3, 11 e 14 para a execução da análise de estabilidade através do *software* OptumG2® para a determinação do fator de segurança de taludes, aplicando-se o método de redução da resistência (MRR) para a análise. A caracterização geotécnica dos solos das 4 encostas foi executada com o intuito de conhecer as propriedades dos materiais e os parâmetros de resistência dos solos. Nas análises de estabilidade, apenas a encosta do setor 01, classificado com grau de risco médio, foi avaliada como estável, enquanto as demais encostas foram avaliadas como instáveis e pertencem a setores com risco alto e muito alto. Com base nisso, verificou-se que as análises de estabilidade das encostas foram coerentes com o risco atribuído aos setores aos quais pertencem.

Palavras-chave: Análises de Risco e Perigo, Movimentos de Massa, Caracterização Geotécnica, Análise de Estabilidade, Região Metropolitana de Aracaju.

ABSTRACT

One of the main reasons for the occurrence of natural disasters related to mass movements is the indiscriminate occupation of risk areas, driven by the growth of cities. Because of that, natural disaster risk management policies are given great emphasis, especially when it comes to flood and landslide phenomena. In the case of municipal risk management, a city of Aracaju, capital of the state of Sergipe, has not been highlighted with regard to the occurrence of gravitational movements on slopes. Despite a predominantly flat area of interest, they present several relief sites that are characterized by disordered occupation with poor buildings, where deforestation, cuts, landfills and absence of basic sanitation are some of the factors that contribute to a occurrence of landslides on the present slopes Areas. The aim of this work was to evaluate risk and danger levels in Aracaju's plumbing areas, as well as to perform a geotechnical characterization and stability analysis of specific slopes of the city, and thus collaborate with the public risk management companies of the City Identify areas subject to events involving mass movements from the study of the physical and environmental characteristics of the municipality. To that end, 16 slope sectors were selected, two methodologies were installed, a risk analysis and another landslide hazard analysis. A zoning of risk of mass movements was carried out using a qualitative methodology, where 4 risk-grade ranges were established, according to the characteristics observed in the chosen areas. The city of Aracaju presented 6% of sectors with low risk, 44% with medium risk, 31% with high risk and 19% with very high risk. The hazard analysis was performed with the aid of a semi-quantitative methodology using the Hierarchical Analysis Process (AHP). As well as a risk analysis, 4 hazard degrees were established to classify the analysis sectors. In this analysis, the sectors that presented low hazard corresponding to 37%, the medium hazard to 19%, the high hazard was attributed about 6% and 38% of the sectors were classified with very high hazard. Based on classifications, it becomes possible to delimit the areas subject to landslides, which allow a hierarchization of problems and technical support for a relationship with the affected communities. Among the 16 slope sectors studied, selected as the main slopes of sectors 1, 3, 11 and 14 for to perform the stability analysis by means of the OptumG2® software for the determination of slope safety factor, applying the strength reduction method (SRM). A geotechnical characterization of the soils of the four slopes was carried out in order to know how the properties of the materials and the resistance parameters of the soils. In the stability analysis, only the medium risk sector was evaluated as stable, while the others were evaluated as unstable and belong to sets with high and very high risk. Based on this, it was found that as slope stability analysis were consistent with the risk attributed to the sectors to which they belong.

Keywords: Risk and Hazard Analysis, Mass Movements, Geotechnical Characterization, Stability Analysis, Aracaju Metropolitan Region.

SUMÁRIO

RESUMO	vii
ABSTRACT	viii
LISTA DE QUADROS	xi
LISTA DE ILUSTRAÇÕES	xiii
LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIACÕES	xvii
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Justificativa.....	2
1.2. Objetivos	3
1.2.1. Objetivo Geral.....	3
1.2.2. Objetivos Específicos	3
1.3. Estrutura da Dissertação.....	3
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
2.1. Movimentos Gravitacionais De Massa	5
2.1.1. Principais Classificações dos Movimentos de Massa.....	13
2.1.2. Tipos de Movimentos Gravitacionais de Massa	14
2.1.3. Condicionantes dos Movimentos de Massa.....	22
2.1.4. Atuação da Cobertura Vegetal	24
2.2. Análise de Risco/Perigo de Movimentos Gravitacionais de Massa.....	26
2.2.1. Conceitos e Terminologias de Risco e Perigo	26
2.2.2. Cartografia de Risco	28
2.2.3. Métodos de Análise e Mapeamento de Risco de Deslizamentos.....	30
2.2.4. Métodos Multicritério de Apoio a Decisão (MMAD) – Processo de Análise Hierárquica (AHP).....	35
2.3. Análise de Estabilidade de Taludes.....	48
2.3.1. Métodos do Equilíbrio Limite.....	48
2.3.2. Métodos dos Elementos Finitos na Estabilidade de Taludes	55
3. DESCRIÇÃO GERAL DA ÁREA DE ESTUDO	63
3.1. Características Territoriais	63
3.2. Aspectos Fisiográficos	66
3.2.1. Clima.....	66
3.2.2. Vegetação.....	68
3.2.3. Hidrografia Urbana	69

3.2.4. Relevo e Ocupação das Encostas de Aracaju	71
3.3. Geologia	73
4. MATERIAIS E MÉTODOS	81
4.1. Setorização das Áreas de Risco/Perigo de Aracaju.....	81
4.2. Análise de Risco de Movimentos Gravitacionais de Massa em Aracaju	95
4.3. Análise de Perigo de Movimentos Gravitacionais de Massa em Aracaju.....	100
4.3.1. Análise de Sensibilidade.....	103
4.4. Coleta de Amostras para a Caracterização Geotécnica.....	113
4.5. Ensaios de Caracterização dos Solos	116
4.6. Ensaios de Adensamento e Cisalhamento Direto dos Solos	119
4.6.1. Ensaios de Adensamento dos Solos.....	119
4.6.2. Ensaios de Resistência ao Cisalhamento dos Solos.....	121
4.7. Análise de Estabilidade das Encostas.....	125
4.7.1. Aspectos Gerais do Software OptumG2®.....	125
4.7.2. Análise de Estabilidade das Encostas de Aracaju	128
5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	137
5.1. Zoneamento das Áreas de Risco de Movimentos Gravitacionais de Massa no Município de Aracaju pela Metodologia de Gusmão Filho <i>et al.</i> (1992)	137
5.2. Análise de Perigo de Movimentos Gravitacionais de Massa no Município de Aracaju pela Metodologia de Faria (2011)	149
5.3. Caracterização Geotécnica dos Solos das Áreas de Estudo	152
5.4. Análise de Estabilidade das Encostas.....	165
6. CONCLUSÕES.....	176
6.1. Principais Conclusões	176
6.2. Sugestões para Pesquisas Futuras	178
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	180
APÊNDICE	190

LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1 – Classificação dos Movimentos de Massa Proposta por Varnes (1978).....	13
Quadro 2.2 – Características dos Principais Processos de Movimentos de Massa.	14
Quadro 2.3 – Classes de Causas de Movimentos de Massa.	22
Quadro 2.4 – Agentes e Causas de Movimentos de Massa.	23
Quadro 2.5 – Termos Relacionados a Risco Geológico Segundo Augusto Filho <i>et al.</i> (1990).....	26
Quadro 2.6 – Termos de Risco Geológico/Geotécnico Segundo Varnes (1984).	27
Quadro 2.7 – Ficha para Levantamento de Campo para Avaliação de Risco.	31
Quadro 2.8 – Graus de Risco de Escorregamento.	32
Quadro 2.9 – Detalhamento dos Atributos por Grau de Risco de Escorregamento.	32
Quadro 2.10 – Faixas de Grau de Risco de Escorregamento Final da Região Metropolitana do Recife.....	34
Quadro 2.11 – Comparação Teórica entre MMADs.	37
Quadro 2.12 – Escala de Julgamento de Importância do Método AHP.	39
Quadro 2.13 – Valores da Consistência Aleatória em Função da Ordem da Matriz.....	43
Quadro 2.14 – Indicadores de Perigo para Cada Tipo de Processo de Escorregamento.	44
Quadro 2.15 – Classes dos Indicadores de Perigo.	46
Quadro 2.16 – Classes dos Indicadores de Perigo Específicos.	46
Quadro 2.17 – Classificação do Índice de Perigo.....	47
Quadro 2.18 – Análise de Perigo de Escorregamento de Faria (2011).	48
Quadro 2.19 – Características dos Principais Métodos de Equilíbrio Limite.	50
Quadro 2.20 – Classificação do MEF para Análise de Estabilidade de Encostas.	56
Quadro 3.1 – Volumes Mensais de Chuva em Aracaju no ano de 2015.	68
Quadro 4.1 – Localização dos Setores de Encostas de Aracaju.	81
Quadro 4.2 – Fatores de Risco e Grupos de Atributos.	95
Quadro 4.3 – Dados do Levantamento com GPS.....	97
Quadro 4.4 – Termos Correspondentes a Cada Grau de Risco.	98
Quadro 4.5 – Variação dos Valores dos Atributos Numéricos da Avaliação em Aracaju.	99
Quadro 4.6 – Natureza e Processos de Escorregamentos das Encostas/Taludes.....	101
Quadro 4.7 – Indicadores e Classes de Perigo do Município de Aracaju.	101
Quadro 4.8 – Matriz Recíproca dos Indicadores de Perigo.	104
Quadro 4.9 – Matriz Normalizada dos Indicadores de Perigo.	104
Quadro 4.10 – Matriz Recíproca das Classes da Amplitude.	105
Quadro 4.11 – Matriz Normalizada das Classes da Amplitude.....	105
Quadro 4.12 – Matriz Recíproca das Classes da Declividade.	105
Quadro 4.13 – Matriz Normalizada das Classes da Declividade.	105
Quadro 4.14 – Matriz Recíproca das Classes do Uso/Cobertura do Solo.	106
Quadro 4.15 – Matriz Normalizada das Classes do Uso/Cobertura do Solo.....	106
Quadro 4.16 – Matriz Recíproca das Classes do Nível D'Água.	107
Quadro 4.17 – Matriz Normalizada das Classes do Nível D'Água.....	107
Quadro 4.18 – Matriz Recíproca das Classes do Material.	107
Quadro 4.19 – Matriz Normalizada das Classes do Material.	107
Quadro 4.20 – Matriz Recíproca das Classes da Água Superficial.	108
Quadro 4.21 – Matriz Normalizada das Classes da Água Superficial.....	108
Quadro 4.22 – Matriz Recíproca das Classes da Estrutura Geológica.	109
Quadro 4.23 – Matriz Normalizada das Classes da Estrutura Geológica.....	109
Quadro 4.24 – Consistência dos Julgamentos.	109
Quadro 4.25 – Matriz Recíproca dos Indicadores de Perigo.....	110

Quadro 4.26 – Matriz Normalizada dos Indicadores de Perigo.	110
Quadro 4.27 – Matriz Recíproca das Classes da Amplitude.	111
Quadro 4.28 – Matriz Normalizada das Classes da Amplitude.....	111
Quadro 4.29 – Matriz Recíproca das Classes da Declividade.	112
Quadro 4.30 – Matriz Normalizada das Classes da Declividade.	112
Quadro 4.31 – Divisão dos Graus de Perigo em Aracaju.	113
Quadro 4.32 – Coordenadas dos Locais de Coleta das Amostras.	116
Quadro 4.33 – Condições de Análise em Função da Configuração do Multiplicador.	127
Quadro 4.34 – Parâmetros Reduzidos na Análise de Redução de Resistência.....	127
Quadro 5.1 – Faixas de Grau de Risco dos Atributos Correspondentes aos Fatores Risco. ..	137
Quadro 5.2 – Faixas de Grau de Risco de Aracaju.....	138
Quadro 5.3 – Grau de Risco por Setor do Município de Aracaju.	138
Quadro 5.4 – Faixas de Grau de Perigo dos Setores de Aracaju.	150
Quadro 5.5 – Grau de Perigo por Setor do Município de Aracaju.	150
Quadro 5.6 – Características dos Solos Estudados.....	152
Quadro 5.7 – Tensões de Pré-adensamento dos Solos Estudados.....	157
Quadro 5.8 – Condições dos Corpos de Prova e Parâmetros de Resistência dos Solos Estudados.....	158
Quadro 5.9 – Condição de Segurança das Encostas Estudadas.....	175

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 2.1 – Movimento de Massa Ocorrido em Barro Branco em Salvador-BA.	6
Figura 2.2 – Movimento de Massa Ocorrido em Bom Juá em Salvador-BA.	6
Figura 2.3 – Movimento de Massa Ocorrido na Baixa do Fiscal em Salvador – BA.	7
Figura 2.4 – Movimento de Massa Ocorrido nos Bairros de Mãe Luiza e Areia Preta em Natal-RN	8
Figura 2.5 – Colapso da Estrutura de Contenção no Bairro das Rocas em Natal-RN.....	9
Figura 2.6 – Deslizamento Ocorrido em Nova Friburgo.....	9
Figura 2.7 – Deslizamento Ocorrido em Teresópolis.....	10
Figura 2.8 – Deslizamento Ocorrido em Petrópolis.	10
Figura 2.9 – Pousada Sankay, Antes e Depois do Deslizamento na Enseada do Bananal.	11
Figura 2.10 – Movimento de Massa Ocorrido no Morro da Carioca em Angra dos Reis.....	11
Figura 2.11 – Movimento de Massa Ocorrido na Cidade de Blumenau.	12
Figura 2.12 – Movimento de Massa em Rodovia do Estado de Santa Catarina.	12
Figura 2.13 – Processo de Queda de Rochas.....	15
Figura 2.14 – Processo de Tombamento.	16
Figura 2.15 – Processo de Escorregamento Rotacional.	17
Figura 2.16 – Processo de Escorregamento Translacional.....	18
Figura 2.17 – Processo de Fluxo de Detritos.	19
Figura 2.18 – Processo de Avalanche de Detritos.....	20
Figura 2.19 – Processo de Fluxo ou Corrida de Terra.....	20
Figura 2.20 – Processo de <i>Creep</i> ou Rastejo.....	21
Figura 2.21 – Correlação entre o Desmatamento de Encostas e a Ocorrência de Deslizamentos.....	25
Figura 2.22 – Matriz de Decisão.	36
Figura 2.23 – Estrutura Hierárquica Descendente.....	38
Figura 2.24 – Matriz Comparativa.	39
Figura 2.25 – Julgamentos do Exemplo de Teknomo (2006).	40
Figura 2.26 – Matriz de Comparação do Exemplo de Teknomo (2006).....	41
Figura 2.27 – Matriz de Comparação Transformada do Exemplo de Teknomo (2006).	41
Figura 2.28 – Matriz de Comparação Normalizada do Exemplo de Teknomo (2006).	41
Figura 2.29 – Autovetor Normalizado do Exemplo de Teknomo (2006).	42
Figura 2.30 – Estruturação dos Níveis Hierárquicos do Mapeamento de Faria (2011).	45
Figura 2.31 – Lamela Genérica e Polígono de Forças do Método de Fellenius.....	51
Figura 2.32 – Lamela Genérica e Polígono de Forças do Método Simplificado de Bishop.	52
Figura 2.33 – Lamela Genérica do Método Morgenstern-Price.....	55
Figura 2.34 – Curva de Deslocamento Nodal Típica.	60
Figura 3.1 – Localização da Área de Estudo.....	63
Figura 3.2 – Mapa da Região Metropolitana de Aracaju.	64
Figura 3.3 – Distribuição dos Bairros na Cidade de Aracaju.	65
Figura 3.4 – Zonas Climáticas de Sergipe.....	66
Figura 3.5 – Mapa de Isoietas do Estado de Sergipe em 2010.....	67
Figura 3.6 – Bacias Hidrográficas de Sergipe.....	70
Figura 3.7 – Encosta com Diversos Cortes e Ocupação Desordenada em Aracaju.	72
Figura 3.8 – Exemplo de Edificações Construídas de Forma Irregular em Encosta de Aracaju.....	72
Figura 3.9 – Províncias Estruturais do Brasil.....	73
Figura 3.10 – Esboço Tectono-Estratigráfico do Estado de Sergipe.....	74
Figura 3.11 – Mapa das Unidades Geológicas de Aracaju.....	76
Figura 3.12 – Exemplo de Perfil de uma Falésia do Grupo Barreiras.....	79
Figura 4.1 – Localização do Setor 01 no Bairro Santa Maria.	82
Figura 4.2 – Residência Situada na Base das Encostas do Setor 01.....	83
Figura 4.3 – Localização do Setor 02 no Bairro Jabotiana.....	84
Figura 4.4 – Condomínios Situados na Base das Encostas do Setor 02.....	84
Figura 4.5 – Rachadura no Muro de um Condomínio no Setor 02.	85
Figura 4.6 – Vala com a Finalidade de Conter os Sedimentos Provenientes dos Deslizamentos.	85
Figura 4.7 – Localização dos Setores 03 a 09 no Bairro América.	86

Figura 4.8 – Lixo Acumulado no Setor 03 no Bairro América.....	86
Figura 4.9 – Muro “Embarrigado” e Água Servida Escoando nos Setores 04 e 05 no Bairro América.	87
Figura 4.10 – Sedimentos Carreados Obstruindo Parcialmente a Via no Setor 08.	87
Figura 4.11 – Localização do Setor 10 no Bairro Suíssa.	88
Figura 4.12 – Encosta do Setor 10.	88
Figura 4.13 – Localização dos Setores 11 a 13 no Bairro Industrial.....	89
Figura 4.14 – Construções Irregulares no Setor 11.	90
Figura 4.15 – Rachadura em Residência no Setor 12.....	90
Figura 4.16 – Comprometimento de Residência no Setor 13.....	91
Figura 4.17 – Localização dos Setor 14 no Bairro Japãozinho.	91
Figura 4.18 – Condomínio Localizado na Base das Encostas do Setor 14.	92
Figura 4.19 – Localização dos Setor 15 no Bairro Cidade Nova.	92
Figura 4.20 – Feições Erosivas Observadas no Setor 15 no Bairro Cidade Nova.	93
Figura 4.21 – Blocos Sobre as Encostas do Setor 15.	93
Figura 4.22 – Localização dos Setor 16 no Bairro Porto Dantas.	94
Figura 4.23 – Visão Geral do Setor 16.....	94
Figura 4.24 – Divisão das Faixas de Grau de Risco dos Atributos Numéricos.....	99
Figura 4.25 – Procedimento de Coleta da Amostra Indeformada do Setor 01 no Bairro Santa Maria.	114
Figura 4.26 – Procedimento de Coleta da Amostra Indeformada do Setor 03 no Bairro América.	114
Figura 4.27 – Procedimento de Coleta da Amostra Indeformada do Setor 11 no Bairro Industrial. ..	115
Figura 4.28 – Procedimento de Coleta da Amostra Indeformada do Setor 14 no Bairro Japãozinho.	116
Figura 4.29 – Procedimento de Preparação de Amostra para Ensaio de Caracterização.....	117
Figura 4.30 – Fase de Sedimentação da Análise Granulométrica.	118
Figura 4.31 – Prensa de Adensamento.	119
Figura 4.32 – Detalhes dos Anéis de Moldagem dos Corpos de Prova de Adensamento.....	120
Figura 4.33 – Detalhes da Célula de Adensamento.....	120
Figura 4.34 – Moldagem de Corpo de Prova do Cilindro de Hilf.....	122
Figura 4.35 – Moldagem de Corpo de Prova de Bloco Indeformado.	123
Figura 4.36 – Prensa de Cisalhamento Direto.....	123
Figura 4.37 – Caixa de Cisalhamento Direto.	124
Figura 4.38 – Encosta Principal do Setor 01 no Bairro Santa Maria.	130
Figura 4.39 – Planta Planialtimétrica da Encosta do Setor 01.	130
Figura 4.40 – Representação do Perfil da Encosta do Setor 01.....	131
Figura 4.41 – Encosta Principal do Setor 03 no Bairro América.	131
Figura 4.42 – Levantamento Planialtimétrico da Encosta do Setor 03.	132
Figura 4.43 – Representação do Perfil da Encosta do Setor 03.....	132
Figura 4.44 – Encosta Principal do Setor 11 no Bairro Industrial.....	133
Figura 4.45 – Levantamento Planialtimétrico da Encosta do Setor 11 no Bairro Industrial.....	133
Figura 4.46 – Representação do Perfil da Encosta do Setor 11.....	134
Figura 4.47 – Encosta Principal do Setor 14 no Bairro Japãozinho.	134
Figura 4.48 – Levantamento Planialtimétrico da Encosta do Setor 14.	135
Figura 4.49 – Representação do Perfil da Encosta do Setor 14.....	136
Figura 5.1 – Distribuição dos Valores de Risco dos Fatores em Aracaju.	139
Figura 5.2 – Distribuição dos Valores de Risco Final em Aracaju.	139
Figura 5.3 – Zoneamento do Setor 01 no Bairro Santa Maria.....	140
Figura 5.4 – Zoneamento do Setor 02 no Bairro Jabotiana.	141
Figura 5.5 – Zoneamento dos Setores 03 a 05 no Bairro América.....	142
Figura 5.6 – Zoneamento dos Setores 06 e 07 no Bairro América.....	143
Figura 5.7 – Zoneamento dos Setores 08 e 09 no Bairro América.....	144
Figura 5.8 – Zoneamento do Setor 10 no Bairro Suíssa.....	145
Figura 5.9 – Zoneamento dos Setores 11 a 13 no Bairro Industrial.	146
Figura 5.10 – Zoneamento do Setor 14 no Bairro Japãozinho.	147
Figura 5.11 – Zoneamento do Setor 15 no Bairro Cidade Nova.	148

Figura 5.12 – Zoneamento do Setor 16 no Bairro Porto Dantas.	149
Figura 5.13 – Distribuição dos Índices de Perigo em Aracaju.	151
Figura 5.14 – Curva Granulométrica da Amostra AMI 01 - Setor 01.....	153
Figura 5.15 – Curva Granulométrica da Amostra AMI 02 - Setor 03.....	153
Figura 5.16 – Curva Granulométrica da Amostra AMI 03 - Setor 11.....	154
Figura 5.17 – Curva Granulométrica da Amostra AMD 04 - Setor 14.....	154
Figura 5.18 – Curva de Adensamento da Amostra AMI 01 - Setor 01.....	155
Figura 5.19 – Curva de Adensamento da Amostra AMI 02 - Setor 03.....	156
Figura 5.20 – Curva de Adensamento da Amostra AMI 03 - Setor 11.....	156
Figura 5.21 – Curva de Adensamento da Amostra AMI 04 - Setor 14.....	156
Figura 5.22 – Envoltória de Resistência de Pico da Amostra AMI 01 - Setor 01.....	158
Figura 5.23 – Gráfico Tensão Cisalhante x Deslocamento Horizontal da Amostra AMI 01.....	159
Figura 5.24 – Gráfico Deformação Vertical x Deslocamento Horizontal da Amostra AMI 01.....	159
Figura 5.25 – Envoltória de Resistência de Pico da Amostra AMI 02 - Setor 03.....	160
Figura 5.26 – Gráfico Tensão Cisalhante x Deslocamento Horizontal da Amostra AMI 02.....	161
Figura 5.27 – Gráfico Deformação Vertical x Deslocamento Horizontal da Amostra AMI 02.....	161
Figura 5.28 – Envoltória de Resistência de Pico da Amostra AMI 03 - Setor 11.....	162
Figura 5.29 – Gráfico Tensão Cisalhante x Deslocamento Horizontal da Amostra AMI 03.....	162
Figura 5.30 – Gráfico Deformação Vertical x Deslocamento Horizontal da Amostra AMI 03.....	163
Figura 5.31 – Envoltória de Resistência de Pico da Amostra AMI 04 - Setor 14.....	163
Figura 5.32 – Gráfico Tensão Cisalhante x Deslocamento Horizontal da Amostra AMI 04.....	164
Figura 5.33 – Gráfico Deformação Vertical x Deslocamento Horizontal da Amostra AMI 04.....	164
Figura 5.34 – Malha de Elementos Finitos da Encosta do Setor 01 - Limite Inferior.....	166
Figura 5.35 – Malha de Elementos Finitos da Encosta do Setor 01 - Limite Superior.....	166
Figura 5.36 – Mecanismo de Colapso e Deformações (x, y) da Encosta do Setor 01 - Limite Inferior.	166
Figura 5.37 – Mecanismo de Colapso e Deformações (x, y) da Encosta do Setor 01 - Limite Superior.	167
Figura 5.38 – Representação do Vetor Deslocamento da Encosta do Setor 01 - Limite Inferior.	167
Figura 5.39 – Representação do Vetor Deslocamento da Encosta do Setor 01 - Limite Superior.	167
Figura 5.40 – Malha de Elementos Finitos da Encosta do Setor 03 - Limite Inferior.....	168
Figura 5.41 – Malha de Elementos Finitos da Encosta do Setor 03 - Limite Superior.....	168
Figura 5.42 – Mecanismo de Colapso e Deformações (x, y) da Encosta do Setor 03 - Limite Inferior.	169
Figura 5.43 – Mecanismo de Colapso e Deformações (x, y) da Encosta do Setor 03 - Limite Superior.	169
Figura 5.44 – Representação do Vetor Deslocamento da Encosta do Setor 03 - Limite Inferior.	169
Figura 5.45 – Representação do Vetor Deslocamento da Encosta do Setor 03 - Limite Superior.....	170
Figura 5.46 – Malha de Elementos Finitos da Encosta do Setor 11 - Limite Inferior.....	171
Figura 5.47 – Malha de Elementos Finitos da Encosta do Setor 11 - Limite Superior.....	171
Figura 5.48 – Mecanismo de Colapso e Deformações (x, y) da Encosta do Setor 11 - Limite Inferior.	171
Figura 5.49 – Mecanismo de Colapso e Deformações (x, y) da Encosta do Setor 11 - Limite Superior.	172
Figura 5.50 – Representação do Vetor Deslocamento da Encosta do Setor 11 - Limite Inferior.	172
Figura 5.51 – Representação do Vetor Deslocamento da Encosta do Setor 11 - Limite Superior.....	172
Figura 5.52 – Malha de Elementos Finitos da Encosta do Setor 14 - Limite Inferior.....	173
Figura 5.53 – Malha de Elementos Finitos da Encosta do Setor 14 - Limite Superior.....	173
Figura 5.54 – Mecanismo de Colapso e Deformações (x, y) da Encosta do Setor 14 - Limite Inferior.	173
Figura 5.55 – Mecanismo de Colapso e Deformações (x, y) da Encosta do Setor 14 - Limite Superior.	174
Figura 5.56 – Representação do Vetor Deslocamento da Encosta do Setor 14 - Limite Inferior.	174
Figura 5.57 – Representação do Vetor Deslocamento da Encosta do Setor 14 - Limite Superior.....	174
Figura A.1 – Geometria do Talude Genérico.	190

Figura A.2 – Aplicação do Material que Constitui do Talude.	191
Figura A.3 – Condições de Contorno do Maciço.	191
Figura A.4 – Janela de Configuração de Análise.	192
Figura A.5 – Detalhes da Análise de Redução de Resistência.	193
Figura A.6 – Malha do MEF da Análise do Limite Inferior.	193
Figura A.7 – Malha do MEF da Análise do Limite Superior.	194
Figura A.8 – Gráfico do Deslocamento Resultante no Limite Superior.	194

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIACÕES

w_i – Umidade inicial (%)

w_f – Umidade final (%)

S_{ri} – Grau de saturação inicial (%)

c' - Coesão ou intercepto de coesão (kPa)

e_i - Índice de vazios inicial

γ_g – Peso específico dos grãos de solo (g/cm³)

γ – Peso específico natural do solo (kN/m³)

γ_d – Peso específico do solo seco (kN/m³)

γ_{sat} – Peso específico do solo saturado (kN/m³)

ϕ' - Ângulo de atrito efetivo (°)

ν - Coeficiente de Poisson

n – Porosidade do solo (%)

w_L – Limite de Liquidez (%)

w_p – Limite de Plasticidade (%)

A. P. – Antes do Presente

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

AHP - Analytic Hierarchy Process

AMD – Amostra Deformada

AMI – Amostra Indeformada

ANP - Analytic Network Process

ASTM – American Society for Testing Materials

CA – Consistência Aleatória

DNER – Departamento Nacional de Estrada de Rodagem

E – Módulo de Young (MPa)

ELECTRE - Élimination et Choix Traduisant la Réalité

EPOCH - *European Program on Climatology and Natural Hazards*

FDA - Fuzzy Decision Approach

FS – Fator de segurança

GIM – Gravity Increase Method

GMS - Grau, Minuto e Segundo

GPS – Global Positioning System

IBGE – Instituto Brasileiro de Geologia e Estatística

IC – Índice de consistência (%)
ICV – Índice de Condição de Vida
INCRA - Instituto Nacional de Colonização e Reforma Agrária
IP – Índice de Plasticidade
IPT – Instituto de Pesquisa Tecnológica
LabGTM - Laboratório de Geoprocessamento, Topografia e Modelagem
MACBETH - Measuring Attractiveness by a Categorical Based Evaluation Technique
MAHP – Multiplicative Analytic Hierarchy Process
MEF – Método dos Elementos Finitos
MEL – Método do Equilíbrio Limite
MMAD – Métodos Multicritério de Apoio à Decisão
NBR – Norma Brasileira Regulamentadora
NDM – Nodal Displacement Method
ONU – Organização das Nações Unidas
PDOP - Positional Dilution of Precision
RBMC – Rede Brasileira de Monitoramento Contínuo
RC – Razão de consistência (%)
RMR – Região Metropolitana do Recife
SEPLOG - Secretaria Municipal do Planejamento, Orçamento e Gestão
SIG – Sistema de Informações Geográficas
SIUG - Sistema de Informações Urbanísticas Georreferenciadas
SRM – Strength Reduction Method
TOPSIS - Technique for Order Preference by Similarity to Ideal Solution
UTM – Universal Transversa de Mercator
WGS - World Geodetic System

1. INTRODUÇÃO

O crescimento populacional, principalmente em áreas urbanas, pode levar à ocupação de locais naturalmente sujeitos a movimentos de massa. Essa ocupação, muitas vezes feita de forma irregular, leva a aceleração desses movimentos, que a depender da sua magnitude, gera situações de perigo para a vida e propriedades da população, principalmente, em ocasiões de alta pluviosidade.

Nos grandes centros urbanos, frequentemente esses eventos assumem proporções catastróficas, uma vez que os inúmeros cortes, aterros, depósitos de lixo, desmatamentos, condições de drenagem, e outras agressões, geram novas relações com os fatores condicionantes associados a geomorfologia (FERNANDES *et al.*, 2001). Daí a importância de realizar uma análise completa, associando os estudos de risco/perigo de movimentos gravitacionais de massa aos estudos de análise de estabilidade de encostas.

A adoção de um método de análise de risco é o primeiro passo para implantar um programa de gestão de risco. A análise de risco consiste na identificação da natureza e extensão do risco, através da análise do potencial de perigo e da avaliação das condições de vulnerabilidade existentes que possam provocar danos a vida e propriedades da população (ONU, 2004). A partir da dimensão do risco, é possível definir a medida a ser adotada para lidar com os danos causados pelo evento. Cerri *et al.* (2007) afirma que geralmente a análise de risco é realizada através de observações superficiais baseadas na experiência dos especialistas responsáveis pelo mapeamento, ou seja, através de uma avaliação qualitativa.

Enquanto a análise de risco compreende tanto a avaliação do evento quanto as condições de vulnerabilidade, a análise de perigo consiste na identificação, estudo e monitoramento de um evento físico potencialmente danoso que pode causar perdas socioeconômicas, para determinar seu potencial, características e comportamento (ONU, 2004).

Com o objetivo de diminuir a subjetividade dos julgamentos realizados nas análises de risco/perigo qualitativas, há a necessidade de introduzir técnicas de análises quantitativas. Nesse sentido foi incorporado o Processo de Análise Hierárquica (*Analytic Hierarchy Process* - *AHP*) para definir o potencial de perigo. O método AHP é utilizado na tomada de decisões através da hierarquização e valoração dos fatores, provenientes de uma avaliação baseada na atribuição de pesos relativos.

A fim de complementar a avaliação de risco/perigo, recorre-se à quantificação da segurança de encostas a partir da análise de estabilidade. O método dos elementos finitos é utilizado na análise de estabilidade de taludes com a intenção de subtrair as hipóteses simplificadoras consideradas no método do equilíbrio limite, principalmente no que diz respeito a relação tensão-deformação. Além disso, a utilização desse método permite, não apenas determinar o fator de segurança, como também obter as características do mecanismo de colapso. Dentre os métodos empregados na avaliação de estabilidade de encostas, o método de redução de resistência é um dos mais utilizados. O método parte do princípio de que o fator de segurança é calculado com base na relação entre a resistência ao cisalhamento e a tensão cisalhante, portanto, ao se reduzir os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo através do MEF ocorrerá a ruptura.

1.1. Justificativa

Esta pesquisa envolve as avaliações de risco e perigo de movimentos gravitacionais de massa em encostas urbanas caracterizadas por ocupações precárias, bem como a análise de estabilidade de encostas com o intuito de relacionar o grau de risco com a condição de estabilidade da encosta.

Justifica-se este trabalho pela necessidade de desenvolver estudos de análise de risco/perigo de deslizamento na cidade de Aracaju, e assim, auxiliar as entidades responsáveis pela gestão de risco da cidade a identificar os graus de risco/perigo das áreas sujeitas a esses eventos, delimitar os setores que apresentam o mesmo grau de risco/perigo e hierarquizar os setores de acordo com a necessidade de ações preventivas.

A metodologia qualitativa de mapeamento de risco desenvolvida por Gusmão Filho *et al.* (1992), trata-se de um método índice e foi aplicada em algumas cidades da Região Metropolitana do Recife. Esse método foi escolhido para a realização deste trabalho por ser de fácil aplicação e eficiente quanto à necessidade de realizar a hierarquização preliminar dos setores de risco, sem a necessidade de grande precisão ao se determinar a extensão do risco. Dessa forma, a magnitude do risco é ordenada em classes representadas por números (1, 2, 3, 4 e 5) ou textos (muito baixo, baixo, médio, alto e muito alto).

A metodologia de Faria (2011) de mapeamento de perigo é semi-quantitativa, pois busca através da adoção do método AHP reduzir a subjetividade da análise de perigo, sendo o caráter semi-quantitativo um dos motivos da escolha da aplicação dessa metodologia nesta pesquisa,

além disso, pesaram também, a facilidade de compreensão e aplicação do método. Outro aspecto influenciou na decisão de utilizar essa metodologia, a sua atualidade, visto que a metodologia de Faria (2011) foi apresentada quase duas décadas após a metodologia de Gusmão Filho *et al.* (1992).

Diferentemente das avaliações de risco e perigo, que têm em comum a consideração dos aspectos físicos e ambientais das encostas e das comunidades estabelecidas no entorno das mesmas, a análise de estabilidade concentra-se na geometria e nos aspectos geotécnicos dos materiais que constituem a encosta. Por esse motivo, decidiu-se realizar a análise de estabilidade de encostas específicas, a fim de identificar a influência da transformação da geomorfologia dos setores de encosta em áreas urbanas.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo Geral

Avaliar os graus de risco e perigo de movimentos de massa em algumas encostas urbanas de Aracaju, a partir de análises qualitativa e semi-quantitativa e realizar a análise de estabilidade de encostas utilizando modelagem numérica.

1.2.2. Objetivos Específicos

- a) Levantar o grau de risco dos setores de encosta do município de Aracaju através da metodologia qualitativa de Gusmão Filho *et al.* (1992), considerando-se a proposta de Alheiros (1998).
- b) Levantar o grau de perigo dos setores de encosta da cidade de Aracaju a partir da metodologia de Faria (2011) baseada no Processo de Análise Hierárquica.
- c) Delimitar as áreas sujeitas a escorregamentos em regiões da cidade de Aracaju.
- d) Conhecer as características geotécnicas dos solos que compõem as áreas de risco em estudo.
- e) Estabelecer o fator de segurança a ruptura das encostas por meio do método de redução de resistência.

1.3. Estrutura da Dissertação

Esta dissertação é composta por 06 (seis) capítulos, distribuídos conforme descrito a seguir:

O capítulo 1 apresenta a introdução dos temas abordados no trabalho.

O capítulo 2 traz uma revisão bibliográfica em que aborda os seguintes assuntos: as principais classificações dos movimentos gravitacionais de massa e os seus condicionantes; os conceitos e terminologias ligados a risco e perigo; cartografia de risco; metodologias de análise de risco e perigo de movimentos gravitacionais de massa; e métodos de análise de estabilidade de taludes.

O capítulo 3 descreve as características físicas e geológicas da Região Metropolitana de Aracaju.

O capítulo 4 apresenta a metodologia utilizada nas análises de risco e perigo de movimentos gravitacionais de massa, caracterização geotécnica e avaliação de estabilidade de encostas nas áreas de risco.

O capítulo 5 apresenta e analisa os resultados obtidos a partir das análises de risco e perigo dos setores avaliados e da caracterização geotécnica e análise de estabilidade das encostas selecionadas.

O capítulo 6 apresenta as principais conclusões do trabalho desenvolvido e sugestões para pesquisas futuras.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Movimentos Gravitacionais De Massa

Dikau (2004) define movimentos de massa como sendo o material movido para baixo e para fora de um talude, influenciado pela ação da gravidade. Esse tipo de processo não necessita de agentes transportadores como água, vento ou gelo.

Os movimentos de massa podem ser classificados com base em diversos critérios, dentre eles, a morfologia, o mecanismo de movimentação e a velocidade com a qual o material se desloca. Na literatura internacional algumas das classificações mais disseminadas são as de Varnes (1978), Hutchinson (1968), Dikau *et al.* (1996) e do EPOCH (*European Program on Climatology and Natural Hazards*, 1993). No Brasil, as classificações de Freire (1965), Vargas (1966), Guidicini & Nieble (1984) e Cunha (1991) são as mais aceitas.

Como exemplo desses eventos, citam-se alguns desastres ocorridos no Brasil recentemente:

a) Salvador – BA

Entre os meses de abril e julho de 2015 ocorreram fortes chuvas em diversos pontos da cidade de Salvador. Destacando-se principalmente o mês de maio, em que o índice pluviométrico mensal chegou a atingir quase o dobro do previsto. Os altos índices pluviométricos foram responsáveis pela ocorrência de deslizamentos em diversos pontos da cidade. Por esse motivo, a prefeitura de Salvador decretou estado de emergência durante 180 dias, com a finalidade de atender as vítimas dos focos de movimentos de massa. Segundo Salvador (2015), além das famílias desabrigadas, foram registradas 22 vítimas fatais e 22 feridos durante os eventos. Nas Figuras 2.1 a 2.3 é possível visualizar os deslizamentos ocorridos em Barro Branco, Bom Juá e na Baixa do Fiscal. Esses foram os locais que registraram o maior número de vítimas fatais.

O evento em Barro Branco ocorreu no dia 27 de abril por volta das 5 horas da manhã, além de danos materiais, o deslizamento provocou a morte de 11 pessoas. Em Bom Juá, o deslizamento também ocorreu no dia 27 de abril, porém, por volta de 6 horas da manhã, deixando desabrigados e 4 vítimas fatais. Já na Baixa do Fiscal, o deslizamento ocorreu no dia 10 de maio, por volta das 13 horas, deixando famílias desabrigadas e 4 vítimas fatais.

Figura 2.1 – Movimento de Massa Ocorrido em Barro Branco em Salvador-BA.



Fonte: Salvador (2015).

Figura 2.2 – Movimento de Massa Ocorrido em Bom Juá em Salvador-BA.



Fonte: Salvador (2015).

Figura 2.3 – Movimento de Massa Ocorrido na Baixa do Fiscal em Salvador – BA.



Fonte: Salvador (2015).

b) Natal – RN

Dentre os exemplos de movimentos de massa ocorridos no Nordeste, cita-se o caso dos bairros Mãe Luiza e Areia Preta, localizados no município de Natal, capital do estado do Rio Grande do Norte, onde ocorreu um fluxo de massa ocasionado pela liquefação do material de duna. Os intensos índices pluviométricos registrados entre os dias 13 e 15 de junho de 2014, coincidem com o início do movimento de massa que se deu a partir do dia 13 de junho. Santos Júnior *et al.* (2016) atribui a ocorrência do escoamento ao rompimento da rede de drenagem instalada no local devido ao excesso de fluxo, que penetrou o material arenoso rapidamente. O desastre deixou 158 famílias desabrigadas e diversos danos materiais. Nas Figuras 2.4a e 2.4b é possível visualizar a extensão do movimento de massa e os danos provocados pelo material que atingiu os bairros de Mãe Luiza e Areia Preta.

Na mesma época, em outra localidade de Natal, na comunidade do Jacó situada no bairro das Rocas, ocorreu o colapso de parte de uma estrutura de contenção situada em um terreno onde havia um edifício residencial em fase de construção. O movimento de massa ocorreu no dia 14 de junho de 2014 e, segundo Santos Júnior *et al.* (2016), está associado ao volume pluviométrico provocado por 50 horas de chuvas contínuas. Segundo os mesmos autores, a estrutura de 14 m de altura e 75 m de comprimento do tipo solo grampeado não era dotada de sistema de drenagem adequado, o que desencadeou o colapso e provocou a interdição de

aproximadamente 50 residências. A Figura 2.5 mostra o local onde ocorreu a ruptura da estrutura de contenção na comunidade do Jacó no bairro das Rocas.

Figura 2.4 – Movimento de Massa Ocorrido nos Bairros de Mãe Luiza e Areia Preta em Natal-RN



(a)

Fonte: <http://www.vcartigosnoticias.com/2014/06/deslizamento-de-terra-em-natal.html> - Acessado em 23 de agosto de 2016. Foto: Roberto Lucena.



(b)

Fonte: <http://www.jeansouza.com.br/deslizamento> - Acessado em 23 de agosto de 2016. Foto: Tribuna do Norte.

Figura 2.5 – Colapso da Estrutura de Contenção no Bairro das Rocas em Natal-RN.



Fonte: <http://www.riograndedonorte.net> - Acessado em 23 de agosto de 2016. Foto: bomjesusrn.blogspot.com.

c) Região Serrana – RJ

Entre os dias 11 e 12 de janeiro de 2011 ocorreram diversos desastres naturais, entre enchentes e movimentos de massa na região serrana do Rio de Janeiro. No total foram afetados 20 municípios e cerca de 90 mil pessoas, sendo contabilizadas 916 mortes (CASTILHO *et al.*, 2012). As cidades com maior número de vítimas foram Nova Friburgo (Figura 2.6), Teresópolis (Figura 2.7) e Petrópolis (Figura 2.8).

Figura 2.6 – Deslizamento Ocorrido em Nova Friburgo.



Fonte: <http://veja.abril.com.br/multimedia/galeria-fotos/chuvas-no-rio-de-janeiro> - Acessado em 14 de fevereiro de 2016. Foto: Shana Reis.

Figura 2.7 – Deslizamento Ocorrido em Teresópolis.



Fonte: <http://veja.abril.com.br/noticia/brasil/cidades-brasileiras-ainda-despreparadas-para-a-temporada-das-chuvas> - Acessado em 14 de fevereiro de 2016. Foto: Antônio Lacerda.

Figura 2.8 – Deslizamento Ocorrido em Petrópolis.



Fonte: <http://extra.globo.com/noticias/rio/instabilidade-continua-na-regiao-serrana-deslizamento-deixa-tres-soterrados-em-itaipava-875136.html> - Acessado em 14 de fevereiro de 2016. Foto: Marco Antônio Teixeira.

d) Angra dos Reis – RJ

Dentre os movimentos de massa ocorridos no município de Angra dos Reis, cita-se o de 2010, onde deslizamentos ocorridos no início do mês de janeiro deixaram 53 mortos, sendo 32 vítimas na Praia de Bananal em Ilha Grande (Figura 2.9) e 21 vítimas no Morro da Carioca (Figura 2.10). A região de Angra dos Reis chegou a registrar 417mm de chuva entre os dias 30 de dezembro de 2009 e 1 de janeiro de 2010, contribuindo para o desencadeamento dos eventos naturais (LOUSADA & FARIAS, 2014).

Figura 2.9 – Pousada Sankay, Antes e Depois do Deslizamento na Enseada do Bananal.



Fonte: Lousada & Farias (2014).

Figura 2.10 – Movimento de Massa Ocorrido no Morro da Carioca em Angra dos Reis.



Fonte: Lousada & Farias (2014).

e) Santa Catarina

No ano de 2008 ocorreram diversos deslizamentos no estado de Santa Catarina provocados pelas fortes chuvas incidentes, principalmente, entre os dias 20 e 24 de novembro daquele ano. Entre enchentes e deslizamentos de massa, aproximadamente 60 cidades foram afetadas pela alta pluviosidade, registrando 133 mortes e mais de 78 mil habitantes desalojados (SILVA DIAS, 2009). Nas Figuras 2.11 e 2.12 apresentam-se imagens da ocorrência de deslizamentos que afetaram o município de Blumenau e interditaram rodovias no estado de Santa Catarina.

Figura 2.11 – Movimento de Massa Ocorrido na Cidade de Blumenau.



Fonte: Silva Dias (2009).

Figura 2.12 – Movimento de Massa em Rodovia do Estado de Santa Catarina.



Fonte: Silva Dias (2009).

2.1.1. Principais Classificações dos Movimentos de Massa

Como citado no início do capítulo, as classificações de movimentos gravitacionais de massa são baseadas em diferentes critérios, que vão desde a ausência ou presença de uma superfície favorável de ruptura preexistente até o tipo e velocidade do movimento.

Esses últimos critérios, tipo e velocidade do movimento, são abordados na classificação de Sharpe (1938) na qual considera-se condições climáticas extremamente rigorosas. Tanto a proposta de Hutchinson (1968), quanto a de Varnes (1978) foram baseadas na classificação de Sharpe (1938). A classificação de Varnes (1978) é uma das mais difundidas internacionalmente e inclui os movimentos rápidos e os movimentos complexos (Quadro 2.1).

Quadro 2.1 – Classificação dos Movimentos de Massa Proposta por Varnes (1978).

Tipo de movimento		Tipo de material	
		Rocha	Solos (Engenharia)
			Predominantemente e grosso Predominantemente e fino
Quedas (<i>Falls</i>)		Queda de rocha	Queda de detritos Queda de solo
Tombamentos (<i>Topples</i>)		Tombamento de rocha	Tombamento de detritos Tombamento de solo
Deslizamentos (<i>Slides</i>)	Rotacional	Deslizamento de rocha	Deslizamento de detritos Deslizamento de solo
	Translacional		
Espalhamento Lateral (<i>Lateral Spreads</i>)		Espalhamento de rocha	Espalhamento de detritos Espalhamento de solo
Fluxos (<i>Flows</i>)		Fluxo de rocha (Fluxo profundo)	Fluxo de detritos Fluxo de lama
Complexo		Combinação de um ou mais movimentos de massa	

Fonte: Varnes (1978).

Como pode ser visto no Quadro 2.1, a classificação de Varnes (1978) é dividida de acordo com os materiais que influenciam no comportamento dos movimentos de massa, são eles: rochas, detritos e solos.

Hungr *et al.* (2014) propõe uma revisão na classificação preconizada por Varnes (1978) com o argumento de que a divisão nesses três tipos de materiais (rochas, detritos e solos) não é compatível nem com a terminologia geológica de materiais que se distinguem pela origem, nem com as classificações geotécnicas que se baseiam nas propriedades mecânicas. Os autores sugerem que um termo atribuído a um determinado movimento de massa deve refletir o interesse do pesquisador, ou seja, o sistema de classificação deve ser flexível o suficiente para encontrar uma classificação composta mais vantajosa.

A proposta de Augusto Filho (1992) recebe destaque no cenário nacional, onde são consideradas as características do movimento, dos materiais e a geometria da massa mobilizada. Apresenta quatro grupos de processos de movimentos de massa, sendo as suas características, mostradas no Quadro 2.2.

Quadro 2.2 – Características dos Principais Processos de Movimentos de Massa.

Processos	Características
Rastejo	<ul style="list-style-type: none"> • Movimento: vários planos de deslocamento (internos), velocidades muito baixas (cm/ano) a baixas e profundidades decrescentes, movimentos constantes, sazonais ou intermitentes; • Material: solo, depósitos, rocha alterada/fraturada; • Geometria: indefinida.
Escorregamentos	<ul style="list-style-type: none"> • Movimento: poucos planos de deslocamento (externos, velocidades médias a altas); • Geometria e materiais variáveis: planares (solos pouco espessos, solos e rochas com um plano de fraqueza), circulares (solos espessos homogêneos e rochas muito fraturadas), em cunha (solos e rochas com dois planos de fraqueza).
Quedas	<ul style="list-style-type: none"> • Movimento: predominantemente sem planos de deslocamento, tipo queda livre ou em plano inclinado, velocidades muito altas (vários m/s); • Material: rochoso, pequenos e médios volumes; • Geometria: variável (lascas, placas, blocos, etc), rolamento de matacão, tombamento.
Corridas	<ul style="list-style-type: none"> • Movimento: muitas superfícies de deslocamento (internas e externas à massa em movimentação), movimento semelhante ao de um líquido viscoso, desenvolvimento ao longo das drenagens, velocidades de médias a altas; • Material: grandes volumes de material (mobilização de solo, rocha, detritos e água); • Geometria: extenso raio de alcance, mesmo em áreas planas.

Fonte: Augusto Filho (1992).

2.1.2. Tipos de Movimentos Gravitacionais de Massa

Os tipos de movimentos de massa são definidos de acordo com os atributos adotados como critério de classificação. A disseminação de terminologias inconsistentes e ambíguas dificulta tanto o entendimento do público, quanto a aceitação de especialistas da área da Geologia de Engenharia. Contudo, são apresentados a seguir os tipos de movimentos de massa que se enquadram nas classificações mais aceitas no mundo científico.

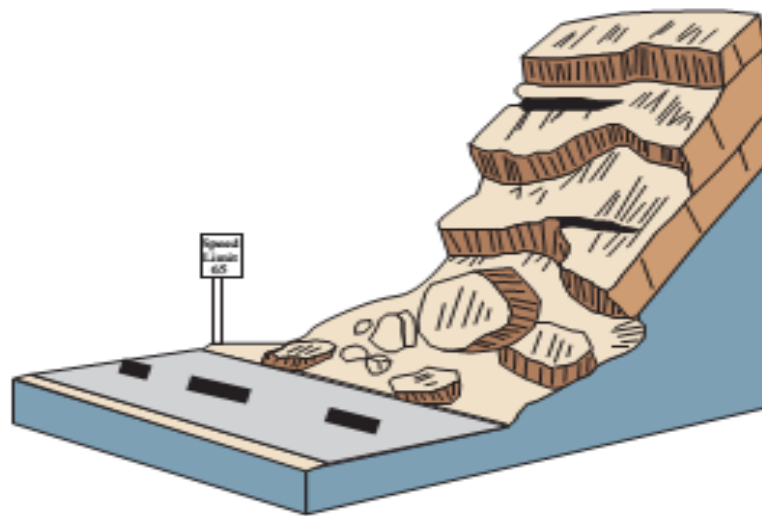
a) Quedas

Varnes (1978) afirma que, quedas são movimentos abruptos de massas de material geológico, que podem ser rochas ou pedregulhos, em encostas ou falésias. O destacamento desses materiais pode ocorrer na presença de descontinuidades, tais como, fraturas, juntas e

planos de estratificação. Os movimentos compreendem desde a queda livre até o rolamento dos materiais. Tal movimento é influenciado pela gravidade, pelo intemperismo e pela presença de água intersticial.

Dikau (2004) divide os processos de quedas em: queda de rochas, queda de detritos e queda de solo. A queda de detritos e de solo ocorre no material que já se destacou do leito rochoso. Já na queda de rochas (Figura 2.13) o processo de separação leva tempo e ocorre frequentemente a partir da combinação de fatores internos e externos.

Figura 2.13 – Processo de Queda de Rochas.



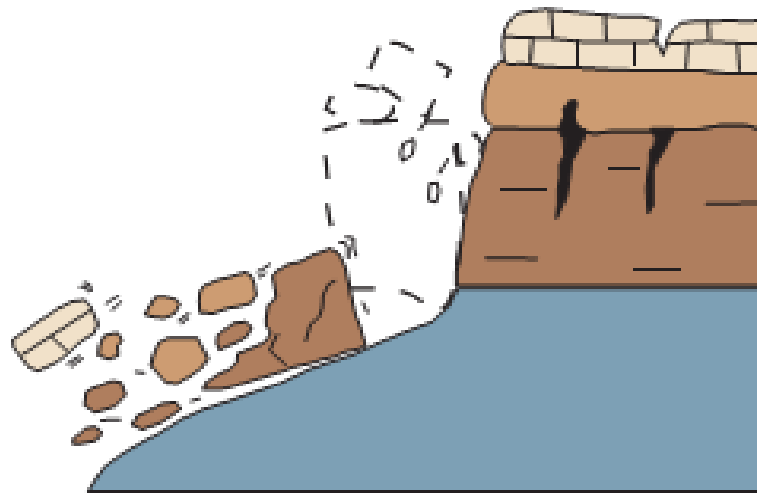
Fonte: Adaptado de Highland (2004).

Guidicini & Nieble (2011) destacam que esse tipo de movimento associado a blocos de rocha, pode tomar as mais variadas proporções, desde a queda de um único bloco até o colapso de grandes complexos rochosos. Quando se trata de queda de detritos, os autores classificam como um processo intermediário entre a queda de blocos e o escorregamento propriamente dito.

b) Tombamento

Varnes (1978) afirma que tombamentos (Figura 2.14) correspondem ao giro de um bloco de rocha ou de um conjunto de blocos de rocha em torno de um ponto, e podem ser provocados por forças exercidas por unidades de blocos adjacentes ou pela presença de fluidos nas fissuras.

Figura 2.14 – Processo de Tombamento.



Fonte: Adaptado de Highland (2004).

Dikau (2004) afirma que vários processos podem provocar o tombamento, como o intemperismo progressivo ou erosão e o processo de dilatação e retração de materiais ricos em argila. A ocorrência de tombamentos está ligada diretamente a grandes alturas das encostas, enquanto os movimentos de detritos e solo não necessitam de grandes alturas para ocorrer. Outra causa dos movimentos de tombamento é a presença de água nos planos de estratificação e nas juntas.

c) Escorregamentos

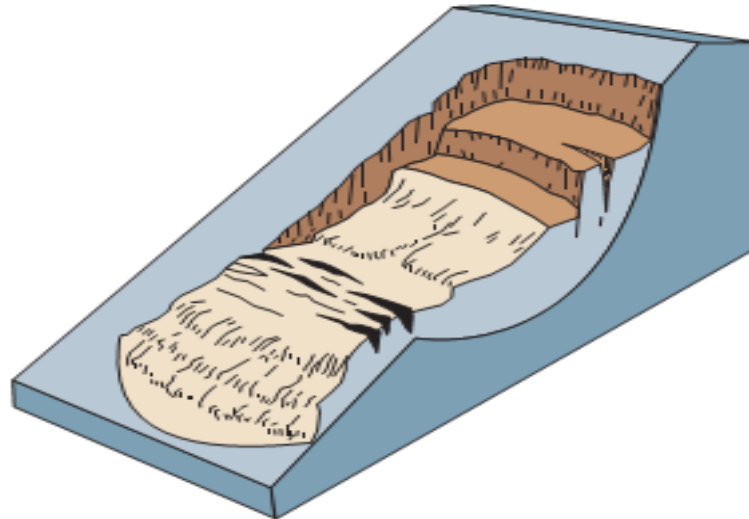
Um escorregamento ocorre quando o movimento de massa apresenta uma superfície de ruptura definida, são considerados movimentos rápidos de duração relativamente curta. Atribui-se o surgimento do escorregamento como o decréscimo da relação entre a resistência ao cisalhamento do material geológico (solo ou rocha) e as tensões cisalhantes atuantes na superfície potencial de ruptura até 1 (um).

Segundo Guidicini & Nieble (2011), os escorregamentos são classificados em escorregamentos rotacionais e escorregamentos translacionais.

O escorregamento rotacional (Figura 2.15) ocorre quando uma massa de solo se movimenta de forma côncava em torno de um eixo paralelo à superfície do terreno, havendo a separação de uma massa de material geológico, onde de um lado têm-se uma superfície de material mais resistente e do outro a superfície de ruptura. Para fins de simplificação adota-se uma superfície mais próxima da realidade, em forma de circunferência, supõe-se que ao longo da superfície de ruptura o material é homogêneo, bem como, as tensões cisalhantes e a

resistência média ao cisalhamento são uniformemente distribuídas (GUIDICINI & NIEBLE, 2011).

Figura 2.15 – Processo de Escorregamento Rotacional.



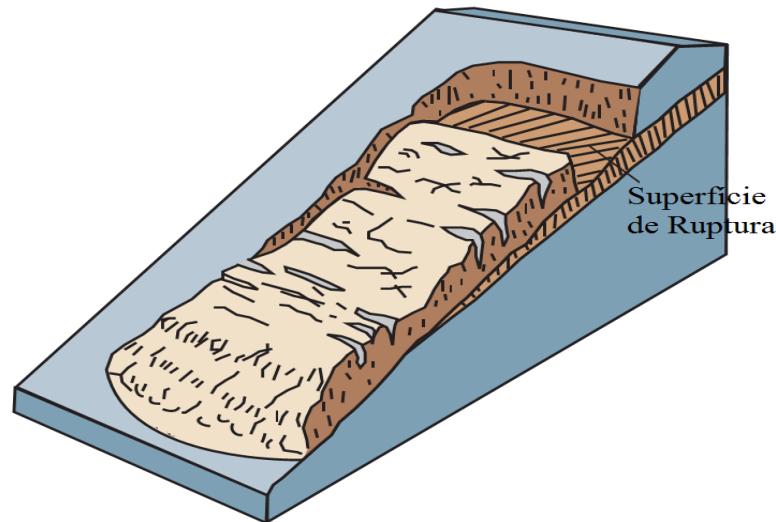
Fonte: Adaptado de Highland (2004).

Dikau (2004) afirma que esse movimento apresenta menor deformação interna, embora, em algumas situações, o material se liquefaz e o movimento evolui para um escoamento até chegar na base da encosta. A velocidade desse movimento pode variar de alguns centímetros ao ano até muitos metros por mês, quando se trata de solo, pode chegar a até três metros por segundo. Entre os mecanismos que podem desencadear esse processo estão, terremotos, explosões, elevação súbita do nível do lençol freático e longos períodos de chuva.

O escorregamento rotacional é verificado nas encostas brasileiras com a característica de geralmente mobilizar o manto de alteração. São movimentos catastróficos, onde ocorre o deslizamento abrupto de solo residual que está sobre a rocha, ao longo de uma superfície qualquer de ruptura ou ao longo da própria superfície da rocha (GUIDICINI & NIEBLE, 2011).

Guidicini & Nieble (2011) citam que escorregamentos translacionais (Figura 2.16) ocorrem quando massas de solo ou rocha possuem anisotropias consideráveis no seu interior, então, possíveis escorregamentos apresentarão planos de movimentação controlados pelas tais anisotropias.

Figura 2.16 – Processo de Escorregamento Translacional.



Fonte: Adaptado de Highland (2004).

Dikau (2004) define o escorregamento translacional como sendo uma falha não circular que envolve um movimento de translação de uma superfície de deslizamento aproximadamente plana. Enquanto os escorregamentos rotacionais ocorrem geralmente em encostas mais íngremes e apresentam extensão relativamente moderada, os escorregamentos translacionais ocorrem com maior frequência em encostas abatidas e podem atingir centenas ou milhares de metros (GUIDICINI & NIEBLE, 2011).

A classificação adotada por Guidicini & Nieble (2011) divide esse tipo de escorregamento aproximadamente de acordo com a apresentada por Vargas (1966), em escorregamentos translacionais de rocha, de solo e de solo e rocha. Desconsiderando-se a classificação baseada no tipo de material, os autores identificam também os escorregamentos translacionais remontantes, assim definidos por se reproduzirem em etapas sucessivas até a montante da encosta. Os escorregamentos translacionais remontantes são conhecidos também como sucessivos, progressivos e retrogressivos.

d) Escoamentos

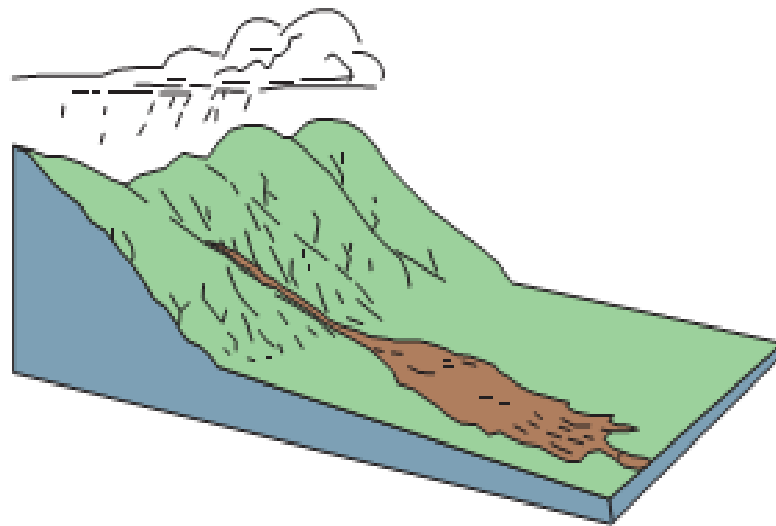
Escoamento é um deslizamento em que partículas individuais viajam separadamente dentro de uma massa em movimento. Para Dikau (2004), escoamento na percepção física é definido como a deformação contínua e irreversível de um material que ocorre em resposta a tensão aplicada.

Varnes (1978) considera cinco categorias básicas de escoamentos que diferem por algumas características fundamentais. Essas características são apresentadas a seguir:

I. Fluxo de Detritos

Varnes (1978) define fluxo de detritos (Figura 2.17) como sendo uma forma de movimento de massa rápido de uma combinação de solo solto, rocha, material orgânico, ar e água mobilizada, como uma suspensão que flui talude abaixo. Ocorrem comumente, a partir de outros tipos de deslizamentos, que ocorrem em encostas íngremes e consiste de uma grande proporção de material com dimensão de silte e areia.

Figura 2.17 – Processo de Fluxo de Detritos.

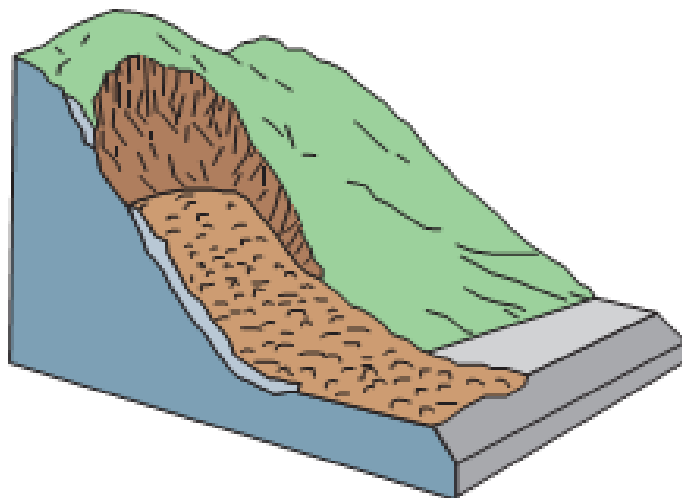


Fonte: Adaptado de Highland (2004).

II. Avalanche de Detritos

Avalanches de detritos (Figura 2.18) são movimentos repentinos que se iniciam como um escorregamento normal, porém tornam-se acelerados devido à grande inclinação das encostas, bem como ao grau de saturação da massa em movimento (GUIDICINI & NIEBLE, 2011). Esse movimento é definido por Varnes (1978) como uma variação muito rápida do fluxo de detritos.

Figura 2.18 – Processo de Avalanche de Detritos.



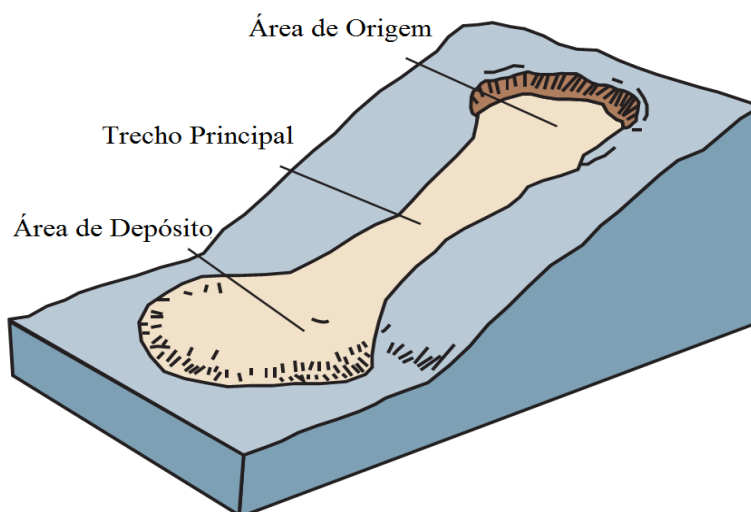
Fonte: Adaptado de Highland (2004).

III. Fluxo ou Corrida de Terra

Varnes (1978) afirma que o fluxo de terra ocorre quando o material do talude se liquefaz e se movimenta para fora do talude. Esse material, em geral, é de graduação fina em taludes moderados e sob condições saturadas. Porém, também há a possibilidade de ocorrer o fluxo de material granular seco.

Segundo Guidicini & Nieble (2011), esse movimento se caracteriza pela distinção, visual e em planta, de três elementos (Figura 2.19).

Figura 2.19 – Processo de Fluxo ou Corrida de Terra.



Fonte: Adaptado de Highland (2004).

Os elementos que caracterizam a corrida de terra, são:

- (i) Raiz ou origem, do lado montante, região onde se acumula o material a se movimentar, às vezes situada em uma depressão em forma circular;
- (ii) Corpo da corrida, área de fluxo de material, alongado e distinto;
- (iii) Base, área de deposição do material de fluxo.

IV. Fluxo ou Corrida de Lama

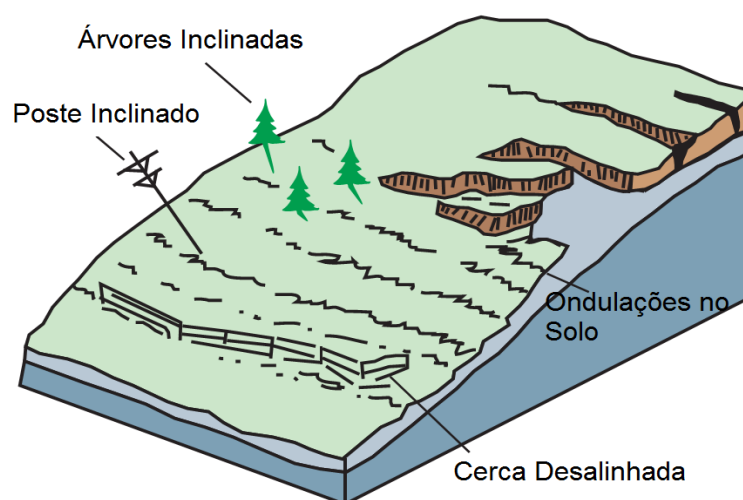
Varnes (1978) define fluxo ou corrida de lama como um fluxo de terra com material úmido o suficiente para fluir rapidamente, que contem pelo menos 50% de partículas com graduação de areia, silte e argila. São chamados também de deslizamentos de lama ou “*mudslides*”.

V. *Creep* ou Rastejos

Segundo Guidicini & Nieble (2011), são movimentos lentos e contínuos de materiais de taludes, com limites geralmente indefinidos. Apesar da movimentação ser devida a ação da gravidade, pode ocorrer a interferência da variação de temperatura e umidade. Existem três tipos de *creep*, são eles, sazonal (o solo sofre o efeito das mudanças sazonais), contínuo (onde a tensão de cisalhamento excede continuamente a resistência do material) e progressivo (o talude atinge o ponto de falha, como em outros movimentos de massa) (VARNES, 1978).

O rastejo pode ser detectado pela percepção de árvores inclinadas na direção do talude (Figura 2.20), podendo com o tempo evoluir para um escorregamento propriamente dito.

Figura 2.20 – Processo de *Creep* ou Rastejo.



Fonte: Adaptado de Highland (2004).

2.1.3. Condicionantes dos Movimentos de Massa

A classificação de Cruden & Varnes (1996) divide as causas de movimentos de massa em quatro classes, listadas no Quadro 2.3.

Quadro 2.3 – Classes de Causas de Movimentos de Massa.

Causas Geológicas	Causas Físicas
<ul style="list-style-type: none"> • Materiais sensíveis ou fracos; • Materiais intemperizados; • Materiais cisalhados ou fissurados; • Materiais com juntas; • Descontinuidades com orientação desfavorável; • Diferença na permeabilidade ou na rigidez do material. 	<ul style="list-style-type: none"> • Chuvas intensas em curto prazo; • Chuvas em longo período de duração; • Terremotos; • Intemperismo por expansão e retração dos materiais; • Intemperismo por congelamento e descongelamento; • Inundações; • Erupções vulcânicas.
Causas Morfológicas	Causas Antrópicas
<ul style="list-style-type: none"> • Atividade tectônica ou vulcânica; • Alívio por degelo; • Erosão fluvial e glacial no pé do talude ou nas margens laterais; • Erosão glacial; • Erosão subterrânea (<i>piping</i>); • Deposição de carga no talude ou na sua crista; • Remoção da cobertura vegetal (por fogo, seca). 	<ul style="list-style-type: none"> • Escavação no talude ou no seu pé; • Carregamento do talude ou da sua crista; • Vazamentos nas redes de abastecimento (água e esgoto); • Desmatamento; • Irrigação; • Mineração; • Vibração artificial.

Fonte: Cruden & Varnes (1996), *apud* Nummer (2003).

Os principais fatores que podem ocasionar os movimentos de massa são os naturais ou os antrópicos. Dentre os condicionantes naturais, existe uma subdivisão em geológicos e geomorfológicos.

a) Geológicos

Dentre os fatores geológicos estão, a litologia e estrutura do solo, bem como, as características tectônicas da região. De acordo com Cunha (1991), o tipo de material (solo ou rocha) pode determinar a suscetibilidade da encosta à erosão, isso se deve a sua granulometria e estrutura. Os fatores tectônicos determinam os planos de fraqueza que são mais suscetíveis a movimentação.

b) Geomorfológicos

Os fatores geomorfológicos englobam parâmetros topográficos, como declividade, forma da encosta, área de contribuição, espessura do solo, comprimento e orientação da encosta. Todos esses parâmetros dizem respeito à relação entre a forma e a hidrologia da encosta (FERNANDES *et al.*, 2001). Para Fernandes *et al.* (2001), a declividade tem sido o fator topográfico mais abordado nas propostas de análise de risco desenvolvidas, se não o único, isso tem provocado algumas incoerências no que diz respeito a ocorrência de movimentos de massa.

c) Ação Antrópica

Geralmente a interferência do homem na forma, cobertura e drenagem natural das encostas, contribui para o desenvolvimento ou aceleração dos processos que desencadeiam os movimentos de massa, principalmente na presença de períodos com alta pluviosidade. Essa interferência pode ocorrer na forma de desmatamento, cortes, aterros, entre outras intervenções, com a finalidade de construção de habitações ou estradas em áreas que contemplem encostas.

A classificação de Guidicini & Nieble (1984) não só contempla as causas de movimentos de massa, como também os agentes que provocam tais causas, como apresentado no Quadro 2.4.

Quadro 2.4 – Agentes e Causas de Movimentos de Massa.

Agentes	
Predisponentes	Função apenas das características naturais (complexo geológico, complexo morfológico, complexo climático-hidrológico, gravidade, calor solar, tipo de vegetação original).
Efetivos	Desencadeiam diretamente os movimentos de massa, entre eles, está a ação humana; <ul style="list-style-type: none"> • Preparatórios: pluviosidade, erosão pela água ou vento, congelamento e degelo, variação de temperatura, ação antrópica, etc; • Imediatos: chuva intensa, erosão, terremotos, ondas, etc.
Causas	
Internas	Levam ao colapso sem a verificação de mudanças geométricas e resultam da redução da resistência interna do material (efeito de oscilações térmicas e diminuição dos parâmetros de resistência por intemperismo).
Intermediárias	São causadas por agentes externos no interior do talude (elevação do nível piezométrico em massas “homogêneas”, elevação da coluna de água em descontinuidades, rebaixamento rápido do lençol freático, erosão subterrânea retrogressiva (<i>piping</i>), redução do efeito da coesão aparente).
Externas	Provocam o aumento das tensões cisalhantes sem que ocorra a redução da resistência do material do talude (mudanças na geometria do sistema, efeitos de vibrações, mudanças naturais na inclinação das encostas).

Fonte: Guidicini & Nieble (2011).

2.1.4. Atuação da Cobertura Vegetal

A importância da cobertura vegetal na prevenção de movimentos de massa é abordada por vários autores. Sobre esse aspecto, Guidicini & Nieble (2011) afirmam que existe um consenso de que as florestas desempenham um importante papel na proteção do solo e que o desmatamento pode propiciar o surgimento de erosão, bem como, o de movimentos coletivos de solo.

Gray (1995) cita como um dos papéis da vegetação em termos de proteção do solo das encostas, a interferência na hidrologia do talude através da interceptação das gotas de chuva pelas folhagens e a extração da umidade do solo através do processo de evapotranspiração.

De acordo com Guidicini & Nieble (2011) essa proteção dá-se através dos componentes da cobertura vegetal:

- a) Copas e demais partes aéreas das árvores: defendem o maciço da ação das intempéries; retêm um volume considerável de água que entra em contato com a superfície do conjunto; eliminam a água excedente ao metabolismo do vegetal por meio da evapotranspiração.
- b) Detritos vegetais acumulados na superfície do terreno: retêm a água que atinge o terreno e, a sua eficiência é proporcional a espessura da camada; promovem, juntamente com o sistema radicular, o escoamento subsuperficial, portanto reduzem o escoamento superficial que ajuda no processo erosivo.
- c) O sistema radicular: proporciona ao solo um acréscimo de resistência ao cisalhamento; auxilia no escoamento subsuperficial ou hipodérmico, o que reduz a infiltração de água no solo; indiretamente, entram com a ação biológica, que estabelece a sucção, aumentando, assim, a coesão do solo através do surgimento de pressões neutras negativas.

Os efeitos do desmatamento provocam a redução do coeficiente de segurança da encosta, através dos seguintes fatores (GUIDICINI & NIEBLE, 2011):

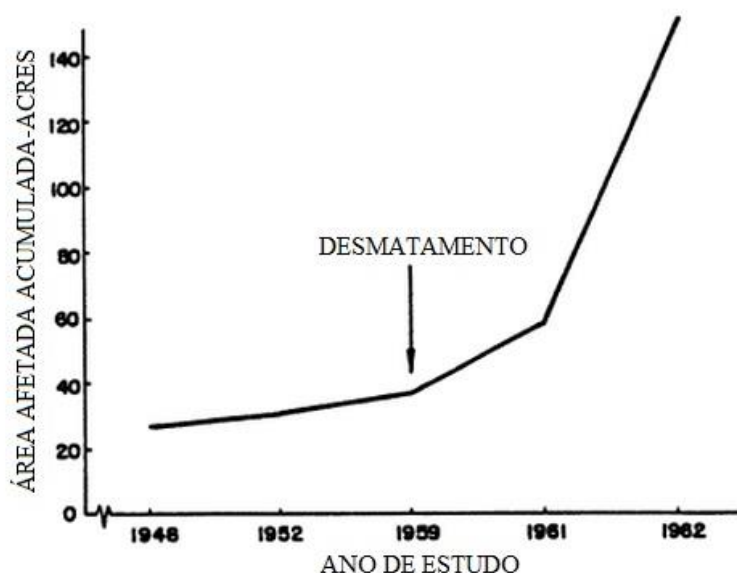
- a) Interrupção dos efeitos provocados pelas partes aéreas das árvores, ou seja, a interceptação, a retenção e a evapotranspiração, sem contar com o acréscimo do volume de água que atinge o terreno;
- b) Perda da camada superficial de detritos vegetais, o que aumenta a erosão através da inexistência dos efeitos citados acima;
- c) Após a eliminação do processo de evapotranspiração como forma de eliminação de água, ocorre a elevação do nível do lençol freático;

- d) Através da perda do sistema radicular, ocorre, por sua vez, a redução do incremento de coesão atribuído às raízes, havendo, portanto, a redução da resistência ao cisalhamento.

Existe uma deficiência de estudos que demonstram a relação entre o desmatamento e a ocorrência de movimentos de massa para clima tropical, sendo a grande maioria para condições climáticas temperadas. No Brasil, essa relação foi observada por Soares *et al.* (1975) e Ponçano *et al.* (1976), os autores analisaram os eventos catastróficos que ocorreram entre abril e maio de 1974 na Serra de Maranguape, Ceará. Apesar dos anos de 1912, 1917 e 1949 terem apresentado maiores índices de pluviosidade, não houve escorregamentos. Porém grandes desmatamentos ocorreram naquelas encostas na década de 60 e início da década de 70, considerando-se então, a relação entre os deslizamentos e a remoção da cobertura vegetal (GUIDICINI & NIEBLE, 2011).

Um dos estudos mais conhecidos internacionalmente foi realizado por Bishop & Stevens (1964), onde os autores avaliaram o aumento das áreas afetadas pelos movimentos de massa na região do Alaska a partir do desmatamento (GRAY, 1995). O resultado desse trabalho é mostrado na Figura 2.21.

Figura 2.21 – Correlação entre o Desmatamento de Encostas e a Ocorrência de Deslizamentos.



Fonte: Bishop & Stevens (1964), *apud* Gray (1995).

2.2. Análise de Risco/Perigo de Movimentos Gravitacionais de Massa

2.2.1. Conceitos e Terminologias de Risco e Perigo

A análise de risco de natureza geológica aplicada a potencial ocorrência de movimentos de massas, consiste na observação de possíveis condicionantes da desestabilização de encostas. Nesse aspecto, Cerri *et al.* (1990) determina que só haverá risco geológico quando for possível prever consequências sociais e econômicas que estejam ligadas diretamente a um processo geológico. Sendo assim, é possível que ocorram processos geológicos, de natureza endógena ou exógena, que não representem risco. Isso ocorre a depender da região onde tais processos se manifestam e da magnitude que apresentam.

Para que se entenda alguns termos utilizados na literatura referentes a risco geológico/geotécnico, o Quadro 2.5 mostra os seus conceitos de acordo com o trabalho de Augusto Filho *et al.* (1990).

Quadro 2.5 – Termos Relacionados a Risco Geológico Segundo Augusto Filho *et al.* (1990).

Termo Proposto	Termo na Literatura Internacional	Conceito
Evento	Event	Processo geológico que tenha ocorrido sem causar consequências socioeconômicas.
Acidente (Desastre)	Disaster	Processo geológico que tenha ocorrido acompanhado de consequências socioeconômicas.
Risco	Hazard	Circunstância ou situação de perigo, perda ou dano social e econômico devido a uma condição geológica ou a uma possibilidade de ocorrência de processo geológico, induzido ou não.
Análise de Risco	Risk	Quantificação da circunstância ou situação de risco geológico.

Fonte: Augusto Filho *et al.* (1990).

No que se refere a classificação de riscos, Augusto Filho *et al.* (1990) divide riscos naturais em dois grupos, de acordo com a parte da geosfera em que são gerados:

- a) Riscos atmosféricos: processos originados na atmosfera;
- b) Riscos geológicos: processos originados na astenosfera e hidrosfera e podem ser endógenos ou exógenos.

Na literatura internacional citam-se as definições apresentadas por Varnes (1984) para que haja o esclarecimento dos termos em inglês relacionados a risco (Quadro 2.6). Os conceitos dos termos descritos pelo autor são ainda citados em trabalhos mais recentes.

Quadro 2.6 – Termos de Risco Geológico/Geotécnico Segundo Varnes (1984).

Termo	Conceito
Natural Hazard	Probabilidade de ocorrência de um fenômeno danoso, dentro de uma determinada área e num período de tempo específico.
Vulnerabilidade	Grau de perda de um determinado elemento ou conjunto de elementos em risco, como resultado de um fenômeno natural de uma certa magnitude.
Risco Específico	Grau de perda esperado devido a um fenômeno natural.
Elementos em Risco	População, propriedades, atividades econômicas, entre outros, situados em uma determinada área de risco.
Risco Total	Número de perda de vidas esperado, pessoas feridas, danos materiais, ou interrupção nas atividades econômicas devidos a um fenômeno natural.
Zoneamento	Divisão de áreas de risco e a classificação dessas áreas de acordo com o grau de risco atual ou potencial devido aos movimentos de massa.

Fonte: Varnes (1984).

A definição da nomenclatura *natural hazard* refere-se à suscetibilidade citada na literatura nacional. A vulnerabilidade é expressa através de uma escala que vai de 0 (sem danos) até 1 (perda total). Segundo Varnes (1984), o risco específico (R_S) é dado pelo produto entre *natural hazard* (H) e a vulnerabilidade (V) (Equação 2.1), assim como o risco total (R_T) refere-se ao produto entre os elementos em risco (E) e o risco específico (R_S) (Equação 2.2).

$$R_S = H \cdot V \quad (2.1)$$

$$R_T = E \cdot R_S \quad (2.2)$$

O relatório da ONU (2004) organizado pela *International Strategy for Disaster Reduction* (ISDR) diferencia os termos *risk* (risco) e *hazard* (perigo). Dessa forma, risco é definido como a probabilidade de consequências perigosas ou perdas esperadas (mortes, feridos, propriedade, atividades econômicas interrompidas ou danos ambientais) como resultado das interações entre os perigos naturais ou induzidos pelo homem e as condições vulneráveis. A notação convencional é *Risk* (Risco) = *Hazards* (Perigos) x *Vulnerability* (Vulnerabilidade). Perigo é definido como um evento físico potencialmente danoso, fenômeno ou atividade humana que pode causar a perda de vida ou feridos, danos a propriedades, atividades econômicas e sociais interrompidas ou degradação ambiental.

Hazard Analysis (Análise de Perigo) compreende a identificação, estudos e o monitoramento de perigos para determinar o seu potencial, origem, características e comportamento (ONU, 2004).

Bandeira (2003) cita que diferentes processos que se enquadram na dinâmica externa são denominados como risco geológico. Dentre eles, o enfoque deste trabalho, os escorregamentos. Segundo o mesmo autor, alguns trabalhos da literatura técnica, utilizam para esses mesmos processos o termo risco geomorfológico. Quando os processos são relacionados a dinâmica interna, são classificados como risco geofísico. Já o termo risco geotécnico, é associado a riscos que envolvem obras de engenharia e também compreende uma variação do termo risco geológico ou geomorfológico.

2.2.2. Cartografia de Risco

Cerri *et al.* (2007) afirmam que o mapeamento de risco pode ser realizado em dois níveis de detalhamento: o zoneamento de risco e o cadastramento de risco. O zoneamento de risco é caracterizado pela delimitação de setores nos quais existem diversas moradias, cada setor recebe um mesmo grau de risco, ainda que existam moradias pertencentes ao setor que não possuam o mesmo grau de risco atribuído ao setor ou até mesmo moradias que não apresentem risco. O cadastramento de risco de escorregamento em encostas é mais detalhado e os riscos são atribuídos por moradia.

Segundo Cerri *et al.* (2007), é natural que o mapeamento de risco se inicie com o zoneamento de risco a fim de indicar as áreas prioritárias onde deverá ser executado o cadastramento de risco.

Os métodos e níveis de mapeamento de suscetibilidade e risco de escorregamento, são (CASCINI, 2008):

- a) Mapa de inventário de escorregamento: envolve a localização, a classificação, volume, data de ocorrência e outras características dos deslizamentos de terra em uma determinada área.
- b) Mapa de suscetibilidade de escorregamento: envolve a classificação, volume e distribuição espacial de escorregamentos existentes ou potenciais na área de estudo. Pode-se incluir também a distância percorrida, a velocidade e a intensidade da superfície deslizante. O mapeamento de suscetibilidade de deslizamento de massa geralmente abrange a elaboração de um inventário e a avaliação do potencial para a ocorrência de escorregamentos futuros.

- c) Mapa de risco de escorregamento: a partir dos resultados do mapeamento de suscetibilidade de escorregamento, é atribuída uma frequência estimada para o deslizamento em potencial. Deve-se considerar todas as superfícies potenciais de ruptura que possam afetar a área de estudo, incluindo deslizamentos que possam ocorrer acima ou abaixo da área estudada. O risco pode ser representado como a frequência de um tipo particular de movimento de massa de um certo volume, ou de um tipo particular de deslizamento, volume e velocidade, ou em alguns casos como a frequência de deslizamentos com uma intensidade particular, a intensidade pode ser medida em termos de energia cinética, porém, é empregada com maior frequência quando se trata de queda de blocos e fluxo de detritos.

Para definir a escala mais adequada para a execução dos mapas de zoneamento de suscetibilidade e risco, é importante levar em consideração dois pré-requisitos: a) os mapas devem ser preparados em uma escala apropriada para exibir a informação necessária em um nível de planejamento especial; b) os dados de entrada utilizados para produzir o mapa devem possuir a qualidade e resolução adequadas (CASCINI, 2008).

Cascini (2008) sugere as seguintes escalas para mapas de zoneamento de escorregamento e suas aplicações:

- a) Mapas em pequena escala ($<1:100.000$): pode ser utilizado para mapas de inventário e zoneamentos de suscetibilidade, em uma área típica maior do que 10.000 km^2 , para informar os tomadores de decisão e o público em geral.
- b) Mapas em média escala ($1:100.000$ a $1:25.000$): deve ser empregado em mapas de inventário e zoneamento de suscetibilidade de escorregamento para o desenvolvimento regional ou projetos de engenharia em grande escala, como também, para o zoneamento preliminar de risco em áreas locais; utilizado em áreas de 1.000 a 10.000 km^2 .
- c) Mapas em grande escala ($1:25.000$ a $1:5.000$): empregado em mapas de inventário, zoneamento de suscetibilidade e risco de escorregamento para áreas locais; zoneamento de risco de nível intermediário a avançado para o desenvolvimento regional em estágio avançado de planejamento, para grandes estruturas de engenharia; rodovias e ferrovias.
- d) Mapas em escala detalhada ($>1:5.000$): deve ser utilizado em uma área de vários hectares a dezenas de quilômetros quadrados; zoneamento de risco em níveis intermediário e avançado para áreas locais e para fase de projeto de grandes estruturas de engenharia; estradas e ferrovias.

Para Zuquette & Gandolfi (2015), as cartas de risco devem ser baseadas em documentos relacionados a eventos perigosos, aos elementos de ocupação e à vulnerabilidade desses elementos diante do evento considerado. Ainda segundo os autores, as cartas de risco apresentadas no Brasil não são elaboradas de acordo com o conceito de risco adotado internacionalmente, ou seja, muitas cartas que são denominadas cartas de risco são, na verdade, documentos cartográficos que demonstram as condições de uma determinada região em relação a eventos naturais ou tecnológicos.

Alheiros (1998) afirma que as cartas de risco podem ser obtidas através da sobreposição das cartas de suscetibilidade e vulnerabilidade, adotando-se os intervalos de grau de risco já definidos. As cartas de risco que se utilizam de vários atributos também podem utilizar o recurso da sobreposição de mapas com diferentes fatores cartografados. No caso de escorregamento: clima, vegetação, geologia, declividade, uso do solo, etc. Além do método descrito anteriormente, Bandeira (2003) cita o método índice, onde cada parâmetro utilizado é associado a um índice numérico e o grau de risco final é calculado através de uma expressão matemática.

2.2.3. *Métodos de Análise e Mapeamento de Risco de Deslizamentos*

A gestão de risco compreende desde a avaliação do risco, que por sua vez abrange a análise do risco (cálculo do grau de risco) e a apreciação (comparação do risco levando-se em consideração critérios de aceitabilidade). A definição se o risco é aceitável, ou não, leva ao controle do risco (divulgação e mitigação).

A análise de risco identifica a natureza do risco, a probabilidade de ocorrência e as perdas associadas a ele. Cerri *et al.* (2007) afirma que, em geral, a análise de risco geológico é realizada através de investigações geológico-geotécnicas de superfície, executadas na área de interesse. A etapa posterior à análise de risco é a avaliação das opções, a partir das informações adquiridas na análise é possível optar pela solução mais viável. Dentre as opções mais comuns estão, a aceitação, a intervenção e a ação emergencial (ALHEIROS, 1998).

A aceitação ocorre quando o risco é considerado aceitável, não envolvendo perdas socioeconômicas, e quando a região é pouco povoada e não compensa, economicamente, a estabilização da encosta através de obras de engenharia. A intervenção é recomendada para regiões com densidade populacional considerável e quando o desastre natural ainda não ocorreu, trata-se de uma medida preventiva. Já a ação emergencial, ocorre quando o desastre já

ocorreu, visando atender as necessidades da comunidade afetada e diminuir o quanto possível o impacto social, econômico e ambiental.

A análise de risco empregada na elaboração de mapas de risco pode ser qualitativa ou quantitativa. A análise qualitativa utiliza a forma de textos (baixo, mediano, alto, ...) ou escalas numéricas (1, 2, 3, 4, ...) para quantificar o risco. Já a análise quantitativa compreende valores numéricos da vulnerabilidade, probabilidade e consequências. Dessa forma, o risco é dado em forma de valor numérico (CORTELETTI, 2014). A análise qualitativa pode funcionar também, como uma análise preliminar, indicando as áreas que possuem maior predisposição a eventos naturais e, portanto, as áreas que justificariam o emprego da análise quantitativa.

a) Metodologia Qualitativa de Gusmão Filho *et al.* (1992)

A metodologia de Gusmão Filho *et al.* (1992) é denominada de caráter qualitativo, na qual são considerados os fatores que influenciam a estabilidade de setores individualizados de encostas. Por sua vez, esses fatores são subdivididos em grupos de atributos.

Em campo são observadas as características das áreas estudadas, posteriormente, é elaborada uma ficha de avaliação de risco onde os fatores considerados são, fator topográfico, fator geológico e fator ambiental e os seus respectivos atributos. Por se tratar da análise em área reduzida, admite-se que não se manifestam variações climáticas dentro da área, ou seja, o clima oferece risco igual para todas as áreas (GUSMÃO FILHO *et al.*, 1992). Alheiros (1998) utilizou essa metodologia para mapear o risco de escorregamento na Região Metropolitana do Recife. Para isso foi elaborada a ficha de avaliação de risco apresentada no Quadro 2.7.

Quadro 2.7 – Ficha para Levantamento de Campo para Avaliação de Risco.

(continua)

Ficha para avaliação potencial de risco		
No. _____	Localização: _____	Avaliador: _____ Data: _____
Fator Topográfico		
Altura da encosta (m): (A) <5 (B) 5-10 (C) 10-20 (D) 20-30 (E) >30	Perfil da encosta: (A) côncavo (B) retilíneo (C) convexo (D) côncavo-convexo	Morfologia da encosta (m): (A) côncava (B) retilínea (C) convexa (D) côncava-convexa
Extensão da encosta: (A) <100 (B) 100-250 (C) 250-350 (D) 350-500 (E) >500	Declividade da encosta (%): (A) <20 (B) 20-30 (C) 30-40 (D) 40-50 (E) >50	OBS:

Quadro 2.7 – Ficha para Levantamento de Campo para Avaliação de Risco.

(conclusão)

Fator Geológico		
Litologia: (A) solo residual (B) saprolito (C) Fm. Cabo (D) Fm. Beribere (E) Fm. Gramame (F) Fm. Barreiras (fluvial) (G) Fm. Barreiras (leque aluvial)	Textura: (A) areno-argilosa (B) argilo-arenosa (C) arenosa/argilosa (D) argilosa/arenosa (E) topo arenoso (F) topo argiloso	Estrutura: (A) maciça (B) mergulho oposto (C) sub-vertical (D) sub-horizontal (E) mergulho concordante
Evidências de movimento: (A) ravinamento sup. (B) rav. prof. (C) cicatrizes (D) erosão no pé da enc. (E) voçorocas (F) fendas (G) surgências N.A. (H) ausentes		OBS:
Fator Ambiental		
Vegetação (%): (A) 100 (B) 100-70 (C) 70-30 (D) 30-0 (E) ausente	Drenagem: (A) extensiva (B) parcial (C) insuficiente (D) tópica (E) inexistente	Cortes: (A) próximo à crista (B) próximo ao pé (C) próximos (D) desordenados (E) em patamares
Densidade populacional (hab/ha): (A) <100 (B) 100-200 (C) 200-300 (D) 300-500 (E) >500	Tratamento: (A) extensivo (B) parcial (C) insuficiente (D) tópico (E) inexistente	OBS:

Fonte: Alheiros (1998).

Coletadas todas as informações necessárias em campo, são atribuídos valores qualitativos de grau de risco (Quadro 2.8) para cada atributo (Quadro 2.9).

Quadro 2.8 – Graus de Risco de Escorregamento.

Grau de Risco	Termo correspondente
1	Muito Baixo
2	Baixo
3	Mediano
4	Alto
5	Muito Alto

Fonte: Gusmão Filho *et al.* (1992).

Quadro 2.9 – Detalhamento dos Atributos por Grau de Risco de Escorregamento.

(continua)

Graus de Risco das Encostas	Muito Baixo 1	Baixo 2	Médio 3	Alto 4	Muito Alto 5
Fator Topográfico					
Altura (m)	<5	5-10	10-20	20-30	>30
Extensão (m)	<100	100-250	250-350	350-500	>500
Declividade (%)	<20	20-30	30-40	40-50	>50
Perfil	côncavo	retilíneo	cônc.- conv.	convexo	convexo
Morfologia	convexa	retilínea	sinuosa	côncava	côncava

Quadro 2.9 – Detalhamento dos Atributos por Grau de Risco de Escorregamento.

(conclusão)					
Graus de Risco das Encostas	Muito Baixo 1	Baixo 2	Médio 3	Alto 4	Muito Alto 5
Fator Geológico					
Litologia	calcário (Fm. Gramame)	conglomerado (Fm. Cabo)	solo residual (emb. crist.)	sedimento (Fm. Beribere)	sedimento (Fm. Barreiras)
Estrutura	maciça	merg. oposto	sub-horizontal	sub-vertical	merg. concordante
Textura	arenosa	areno-siltosa	areno-siltosa	argilo-arenosa	argilo-arenosa
Evidências	ausentes	ravinamento	cicatrizes -	Cicatrizes +	fenda/barriga
Fator Ambiental					
Vegetação (%)	100	100-70	70-30	30-0	ausente
Drenagem	extensiva	parcial	insuficiente	tópica	inexistente
Cortes	isolados	dispersos -	dispersos +	desordenados -	desordenados +
Densidade Populacional (hab/ha)	<100	100-200	200-300	300-500	>500
Tratamento	extensivo	parcial	insuficiente	tópico	inexistente

Fonte: Alheiros (1998).

Obtidos os graus de risco de cada atributo, calcula-se o grau de risco de cada fator através da média aritmética dos seus atributos. Na sequência calcula-se o grau de risco final de cada setor de encosta através da média aritmética ou ponderada dos valores obtidos para cada fator (Equação 2.3). A escolha da média aritmética ou ponderada no cálculo do grau de risco final depende dos pesos atribuídos aos fatores.

$$RF = \left[\frac{(P_1 RT) + (P_2 RG) + (P_3 RA)}{P_1 + P_2 + P_3} \right] \quad (2.3)$$

RF: grau de risco final de cada setor;

RT: grau de risco topográfico;

RG: grau de risco geológico;

RA: grau de risco ambiental;

P₁: peso atribuído ao fator topográfico;

P₂: peso atribuído ao fator geológico;

P₃: peso atribuído ao fator ambiental;

No trabalho de Gusmão Filho *et al.* (1992), para o cálculo do grau de risco final, utilizou-se a média aritmética entre os valores de grau de risco de cada fator. Já no trabalho realizado por Alheiros (1998), foram atribuídos peso 1 para a geologia, peso 2 para a topografia e peso 3 para o ambiente com a intenção de destacar a importância dos fatores de risco como causadores de movimentos de massa.

O conhecimento dos graus de risco de cada setor permite a distribuição de cinco faixas correspondentes aos valores de 1 a 5, sendo que cada um desses valores está associado a um termo linguístico, como no trabalho de Alheiros (1998), no qual a autora obteve os valores de grau de risco final por setor entre 1,66 (Muito Baixo) e 3,55 (Muito Alto). Sendo assim, foram estabelecidas as faixas de grau de risco final apresentadas no Quadro 2.10.

Quadro 2.10 – Faixas de Grau de Risco de Escorregamento Final da Região Metropolitana do Recife.

Classificação	Grau de Risco Arbitrado	Risco obtido
Muito Baixo	1	<1,74
Baixo	2	1,74-2,24
Mediano	3	2,25-2,74
Alto	4	2,75-3,24
Muito Alto	5	>3,24

Fonte: Alheiros (1998).

O trabalho de Alheiros (1998) propõe também a inclusão do tratamento como um fator redutor do risco ambiental, onde essa redução é proporcional à “nota” do tratamento. Assim, em um setor de encosta o grau de risco conferido a cada atributo pertencente ao fator ambiental tem seu valor reduzido de acordo com o valor do tratamento (Equação 2.4), exceto a densidade populacional, visto que é inelástica, portanto, independe do tratamento. Por sua vez, o grau de risco do fator ambiental é calculado conforme os demais, ou seja, através da média aritmética dos atributos incluindo o tratamento (vegetação, drenagem e cortes) e a densidade populacional.

$$RA_t = RA_i - \left[\left(\frac{RA_i - 1}{4} \right) \cdot (5 - T) \right] \quad (2.4)$$

RA_t: grau de risco de um atributo ambiental incluindo o tratamento;

RA_i: grau de risco de um atributo ambiental sem tratamento;

T: a nota do tratamento (1 a 5).

A metodologia proposta por Gusmão Filho *et al.* (1992) e implementada por Alheiros (1998), tem a densidade populacional como seu representante da vulnerabilidade. Dessa forma, a análise desenvolvida através dessa metodologia apresenta características de análise de risco.

b) Utilização do Sistemas de Informações Geográficas no Mapeamento de Risco

Os SIGs (Sistemas de Informações Geográficas) são definidos como a união de diversas disciplinas e técnicas de processamento de dados georreferenciados. Algumas dessas disciplinas são a computação gráfica, a fotogrametria e o sensoriamento remoto, que realizam múltiplas operações como: georreferenciamento de banco de dados geográficos, produção cartográfica e análises espaciais.

Com o avanço das tecnologias de monitoramento de áreas de risco, consequentemente, desenvolveu-se o interesse relacionado ao entendimento dos mecanismos de ruptura em encostas. Os SIGs apresentam uma grande capacidade de processamento de dados espaciais e análise estatística, portanto, é aplicado na cartografia do uso do solo, no planejamento urbano, na análise e logística de transporte, na cartografia de redes de infraestrutura, na gestão de recursos naturais e na avaliação de desastres naturais. Com a capacidade de combinar dados de diversas fontes para gerar produtos de fácil visualização torna-se possível todas as interações que podem prever, através de modelos empíricos, locais com maior possibilidade de ocorrer determinados eventos, o que auxilia na tomada de decisões pelas entidades responsáveis (ARAÚJO, 2004). Além da previsão de desastres naturais, os SIGs são amplamente utilizados na confecção de mapas de inventário de deslizamentos.

A importância da utilização dos SIGs no que se refere ao mapeamento de risco de escorregamentos pode ser atribuída a alta capacidade de processar grande volume de dados e devido ao tempo e a complexidade das operações necessárias. Além disso, com a utilização dessa ferramenta é possível obter resultados mais confiáveis.

2.2.4. *Métodos Multicritério de Apoio a Decisão (MMAD) – Processo de Análise Hierárquica (AHP)*

Os Métodos Multicritério de Apoio a Decisão surgiram a partir da Pesquisa Operacional com a necessidade de otimizar custos, despesas e lucros (GOMES & MOREIRA, 1998).

O Método Multicritério de Apoio a Decisão (MMAD) é indicado para situações nas quais são considerados mais de um critério, e visa apoiar o processo decisório, através da

recomendação de ações a quem vai tomar a decisão. Esses métodos trabalham com uma ferramenta principal, a matriz de decisão. A Figura 2.22 apresenta uma matriz de decisão, em que são analisadas três alternativas de acordo com cinco critérios diferentes (SALOMON *et al.*, 1999).

Figura 2.22 – Matriz de Decisão.

	Critério 1	Critério 2	Critério 3	Critério 4	Critério 5
Alternativa 1	a ₁₁	a ₁₂	a ₁₃	a ₁₄	a ₁₅
Alternativa 2	a ₂₁	a ₂₂	a ₂₃	a ₂₄	a ₂₅
Alternativa 3	a ₃₁	a ₃₂	a ₃₃	a ₃₄	a ₃₅

Fonte: Adaptada de Salomon *et al.* (1999).

Os problemas os quais implicam a tomada de decisões complexas costumam apresentar características específicas, são elas (GOMES & MOREIRA, 1998):

- Os critérios de resolução do problema são no mínimo dois e conflitantes entre si;
- Os critérios e as alternativas de solução não são claramente definidos e as consequências de escolher uma em relação a pelo menos um critério não são compreendidas claramente;
- A solução do problema pode depender de um grupo de pessoas com pontos de vista muitas vezes conflitantes;
- As restrições do problema não são bem definidas;
- Alguns critérios podem ser quantificáveis, enquanto outros dependem de julgamentos executados com base em uma escala;
- O tipo de escala dependerá da natureza dos critérios.

Dentre os métodos utilizados na análise do desempenho global das alternativas, destacam-se (SALOMON *et al.*, 1999; GUGLIELMETTI *et al.*, 2003):

- O método do Processo de Análise Hierárquica (AHP – *Analytic Hierarchy Process*), proposto por Saaty (1977);
- ELECTRE (*Élimination Et Choix Traduisant la Réalité*), desenvolvido por Roy (1968);
- O método de Análise em Redes (ANP – *Analytic Network Process*), desenvolvido por Saaty (1996);
- Abordagem de Decisão Fuzzy (FDA – *Fuzzy Decision Approach*), proposta por Liang & Wang (1991);
- MACBETH (*Measuring Attractiveness by a Categorical Based Evaluation Technique*), proposto por Bana e Costa & Vasnick (1994);

- f) TOPSIS (*Technique for Order Preference by Similarity to Ideal Solution*), desenvolvido por Hwang & Yoon (1981);
- g) MAHP (*Multiplicative AHP*), proposto por Lootsma (1993), *apud* Guglielmetti *et al.* (2003).

Guglielmetti *et al.* (2003) foram responsáveis pela comparação entre os três Métodos Multicritério de Apoio a Decisão, são eles: AHP, ELECTRE e MAHP. O Quadro 2.11 apresenta as características desses métodos.

Quadro 2.11 – Comparação Teórica entre MMADs.

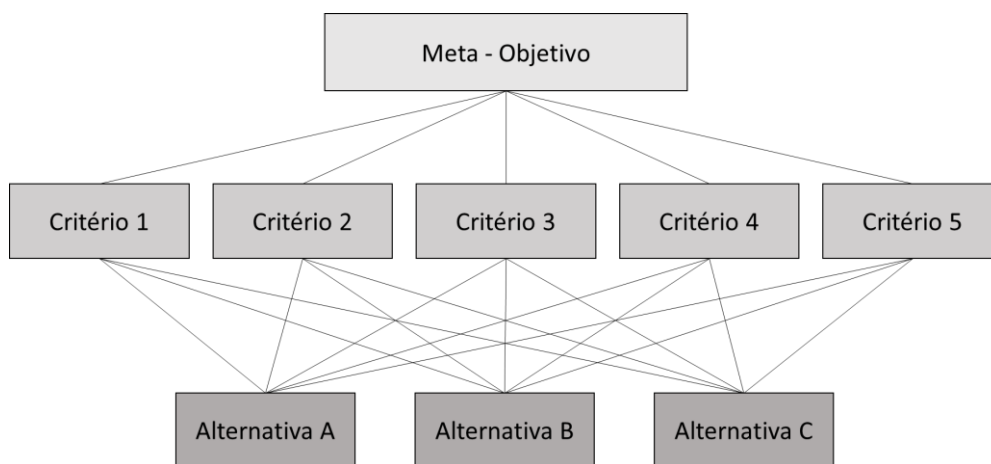
Características dos métodos	AHP	ELECTRE	MAHP
Entrada de dados (<i>input</i>)			
Utilização em decisões com vários níveis	Sim	Não	Sim
Restrições quanto à quantidade de elementos em um nível	Sim	Não	Não
Quantidade de julgamentos em problemas com muitos critérios e alternativas	Alta	Baixa	Média a alta
Necessidade de processar os dados antes que estes possam ser usados	Não	Sim	Sim
Possibilidade de tratar dados quantitativos e qualitativos	Sim	Sim	Sim
Possibilidade de lidar com problemas do tipo técnico	Sim	Sim	Sim
Possibilidade de tratar critérios/alternativas dependentes	Não	Não	Não
Possibilidade de criar escalas de julgamento de acordo com o contexto	Não	Não	Sim
Saída de dados (<i>output</i>)			
Problemas com alocação em conjuntos	Não	Não	Não
Problemas com avaliação de desempenho	Sim	Não	Sim
Problemas com avaliação de desempenho em classes	Não	Não	Não
Proporciona <i>ranking</i> completo de alternativas	Sim	Não	Sim
Proporciona soluções muito refinadas	Sim	Não	Sim
Proporciona somente eliminação de algumas alternativas	Não	Sim	Não
Permite a avaliação de coerência dos julgamentos	Sim	Não	Não
Interface tomador de decisão <i>versus</i> método			
Disponibilidade de <i>software</i> para download gratuito	Sim	Não	Não
Necessidade de um especialista no método utilizado	Média	Média	Alta
Utilização de decisões em grupo	Sim	Não	Sim
Permissão para a participação de mais de uma pessoa na decisão	Sim	Sim	Sim
Facilidade para estruturar o problema	Alta	*	Média
Possibilita o aprendizado sobre a estrutura do problema	Sim	*	Sim
Nível de compreensão conceitual e detalhada do modelo e algoritmo	Alto	Baixo	Médio
Nível de compreensão para o decisor referente à forma de trabalho	Alto	Baixo	Alto
Transparência no processamento e nos resultados	Alta	Média	Baixa
Quantidade de aplicações práticas	Alta	Baixa	Baixa
Número de publicações científicas	Alta	Média	Baixa
* Não existem estudos que tratem diretamente do assunto			

Fonte: Adaptado de Guglielmetti *et al.* (2003).

O método do Processo de Análise Hierárquica é um dos mais utilizados devido a facilidade de aplicação do método. Abreu *et al.* (2000) afirmam que o método é caracterizado por sua simplicidade e robustez, o que permite que a sua aplicação se estenda a várias áreas, dentre elas, o planejamento estratégico, marketing e avaliação de nível de consenso de grupo, escolha de financiamento no transporte aéreo, programas de qualidade e produtividade e análise de projetos.

O método proposto por Saaty (1977) consiste na organização dos fatores selecionados numa estrutura hierárquica descendente a partir de um objetivo geral para critério, subcritério e alternativas em sucessivos níveis (Figura 2.23). A hierarquia deve apresentar detalhes relevantes, como: representar o problema o tanto quanto possível, mas não o suficiente para perder a sensibilidade à mudança dos elementos; considerar o ambiente que envolve o problema; identificar as questões ou atributos que contribuem para a solução; e identificar os participantes relacionados com o problema (SAATY, 1990).

Figura 2.23 – Estrutura Hierárquica Descendente.



Fonte: Modificado de Saaty (1990).

Segundo Vargas (1990), a aplicação do AHP é realizada em duas etapas: a elaboração da hierarquia e a avaliação. A elaboração das hierarquias requer experiência e conhecimento da área do problema. A fase de avaliação é baseada no conceito de comparação pareada. Os elementos em um determinado nível são comparados de acordo com a sua importância ou contribuição para um dado critério que ocupa o nível imediatamente acima dos elementos que estão sendo comparados. Esse processo de comparação fornece uma escala relativa de medida das propriedades ou pesos dos elementos. A etapa de avaliação segue até os pesos finais ou globais de cada uma das alternativas analisadas.

A comparação dos critérios é realizada de acordo com a escala de julgamentos fundamentada por Saaty, em que os valores da escala variam de 1 a 9, como indica o Quadro 2.12 (SAATY, 1987).

Quadro 2.12 – Escala de Julgamento de Importância do Método AHP.

Importância em escala absoluta	Definição	Explicação
1	Igual importância	Duas alternativas contribuem igualmente para o objetivo
3	Moderadamente mais importante	Experiência e julgamento favorecem levemente uma alternativa a outra
5	Essencial ou fortemente mais importante	Experiência e julgamento favorecem fortemente uma alternativa a outra
7	Muito fortemente mais importante	Uma alternativa é fortemente favorecida e sua dominância é demonstrada na prática
9	Extremamente mais importante	A evidência favorece uma alternativa em relação a outra, com grau de certeza mais elevado
2, 4, 6, 8	Valores intermediários entre dois julgamentos adjacentes	Em situações intermediárias entre duas definições

Fonte: Modificado de Saaty (1987) e Faria (2011).

Realizados os julgamentos de acordo com a escala de Saaty (1987), constrói-se uma matriz de comparação recíproca (Figura 2.24), de forma que o critério 1 tenha preferência sobre o critério 2, além disso a diagonal principal da matriz é representada pela igualdade (FARIA & AUGUSTO FILHO, 2013). Dessa forma, se o elemento a_{ij} é o elemento da linha i e coluna j da matriz, os valores inferiores a diagonal principal são preenchidos de acordo com a Equação 2.5. Todos os elementos da matriz de comparação são positivos, ou seja, $a_{ij} > 0$ (TEKNOMO, 2006).

Figura 2.24 – Matriz Comparativa.

	Critério 1	Critério 2
Critério 1	1	Avaliação numérica
Critério 2	1/avaliação numérica	1

Fonte: Adaptada de Faria & Augusto Filho (2013).

$$a_{ji} = \frac{1}{a_{ij}} \quad (2.5)$$

Conforme o exposto, a matriz de comparação deve atender a três prioridades (FARIA, 2011):

- Identidade: todos os elementos da diagonal principal são iguais a 1, ou seja, $a_{ii} = 1$. Sendo a diagonal a representação do elemento comparado a ele mesmo, ou seja, de mesma importância;
- Reciprocidade: os elementos acima da diagonal principal devem ser iguais ao inverso do elemento correspondente;
- Consistência ou coerência: está ligada a racionalidade do julgamento, ou seja, comparando-se três critérios: A, B e C. Se A é preferível a B, que por sua vez é preferível a C, conseqüentemente, A é preferível a C.

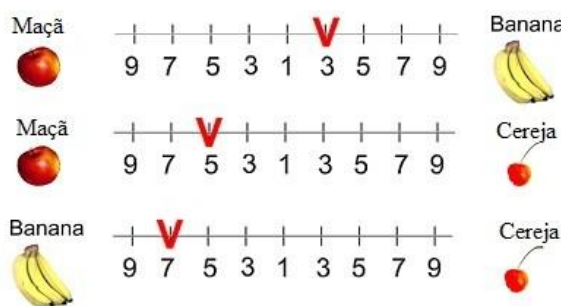
A partir da matriz de comparação pode-se calcular o vetor prioridade, que é o autovetor da matriz normalizado. O cálculo do autovetor ocorre a partir da soma dos elementos de cada coluna da matriz recíproca. Posteriormente, divide-se cada elemento da matriz pelo somatório correspondente à sua coluna, assim, obtém-se o peso relativo normalizado, onde o somatório de cada coluna agora será igual a 1. O autovetor ou vetor prioridade, então, é obtido através da média aritmética de cada linha da matriz (TEKNOMO, 2006).

Teknomo (2006) explica de forma simples a utilização da metodologia AHP na comparação par a par de um exemplo com três tipos de frutas: banana, maçã e cereja. Portanto, recomenda-se a consulta ao tutorial proposto pelo autor para auxiliar o entendimento da metodologia. O trabalho de Faria (2011) explana de forma resumida tal tutorial.

A seguir, apresenta-se o exemplo de Teknomo (2006):

- Julgamentos de Teknomo (2006) (Figura 2.25);

Figura 2.25 – Julgamentos do Exemplo de Teknomo (2006).



Fonte: Adaptada de Teknomo (2006).

b) Matriz de comparação (Figura 2.26);

Figura 2.26 – Matriz de Comparação do Exemplo de Teknomo (2006).

Critérios	Maçã	Banana	Cereja
Maçã	1	1/3	5
Banana	3	1	7
Cereja	1/5	1/7	1

Fonte: Modificada de Teknomo (2006).

c) Somatório de cada coluna da matriz recíproca (Figura 2.27);

Figura 2.27 – Matriz de Comparação Transformada do Exemplo de Teknomo (2006).

Critérios	Maçã	Banana	Cereja
Maçã	1	1/3	5
Banana	3	1	7
Cereja	1/5	1/7	1
Somatório	21/5	31/21	13

Fonte: Modificado de Teknomo (2006).

d) Peso relativo normalizado (Figura 2.28);

Figura 2.28 – Matriz de Comparação Normalizada do Exemplo de Teknomo (2006).

Critérios	Maçã	Banana	Cereja
Maçã	5/21	7/31	5/13
Banana	15/21	21/31	7/13
Cereja	1/21	3/31	1/13
Somatório	1	1	1

Fonte: Modificado de Teknomo (2006).

e) Cálculo do autovetor (Figura 2.29).

Figura 2.29 – Autovetor Normalizado do Exemplo de Teknomo (2006).

Critérios	Maçã	Banana	Cereja	Autovetor
Maçã	5/21	7/31	5/13	0,2828
Banana	15/21	21/31	7/13	0,6434
Cereja	1/21	3/31	1/13	0,0738
Somatório	1	1	1	1

Fonte: Modificado de Teknomo (2006).

O vetor prioridade ou autovetor corresponde ao peso relativo entre os critérios que comparamos, ou seja, o peso relativo de importância na comparação entre as frutas. Assim, a maçã tem importância de 28,28%, a importância da banana é de 64,34% e da cereja é de 7,38% (TEKNOMO, 2006).

Para se verificar a consistência dos julgamentos, o que indica se os dados estão logicamente relacionados (PAMPLONA, 1999), são necessárias três etapas:

1. A estimativa do autovalor ($\lambda_{\text{máx}}$) através da Equação 2.6.

$$\lambda_{\text{máx}} = \sum T \cdot w \quad (2.6)$$

Onde T é o autovetor normalizado e w é a soma das colunas da matriz de comparação.

A consistência da matriz recíproca sugere que o autovalor máximo ($\lambda_{\text{máx}}$) seja igual ao número de linhas ou colunas da matriz de comparação paritária, ou seja, o autovalor deve ser o mais próximo possível de n , número de ordem da matriz (FARIA, 2011).

2. Calcula-se o Índice de Consistência (IC) da matriz de comparação paritária. O IC indica o quanto o autovalor está afastado do valor teórico n , essa diferença é dada pela expressão ($\lambda_{\text{máx}} - n$). Esse valor é medido em relação ao número de graus de liberdade da matriz ($n - 1$) (FARIA, 2011). O valor do IC é fornecido pela Equação 2.7.

$$IC = \frac{(\lambda_{\text{máx}} - n)}{(n - 1)} \quad (2.7)$$

3. A estimativa da Razão de Consistência (RC), definida como a razão entre o Índice de Consistência (IC) e o Índice de Consistência Aleatória (CA) (Quadro 2.13), proveniente de

uma amostragem de 500 matrizes recíprocas positivas, de tamanho até 11 por 11 geradas aleatoriamente (PAMPLONA, 1999).

Quadro 2.13 – Valores da Consistência Aleatória em Função da Ordem da Matriz.

n	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
CA	0	0	0,58	0,9	1,12	1,24	1,32	1,41	1,45	1,49	1,51

Fonte: Adaptado de Saaty (1987) e Pamplona (1999).

A Razão de Consistência é obtida pela Equação 2.8.

$$RC = \frac{IC}{CA} \quad (2.8)$$

A RC é considerada satisfatória quando for menor do que 0,10 (10%). Quando o valor de RC for maior do que 0,10, sugere-se uma revisão na matriz de comparações (VILAS BOAS, 2005).

Segundo Vilas Boas (2005), para a determinação da preferência das alternativas, as mesmas devem ser comparadas par a par em cada um dos critérios, assim como para a obtenção de importância dos critérios. Com as importâncias relativas dos critérios e o nível de preferência das alternativas, prossegue-se com a valoração global de cada uma das alternativas através do método da soma ponderada (Equação 2.9).

$$V(a) = \sum_{j=1}^n p_j v_j(a) \quad (2.9)$$

Com $\sum_{j=1}^n p_j = 1$ e $0 < p_j < 1$ ($j=1, \dots, n$), onde:

$V(a)$: valor global da alternativa analisada;

p_j : importância relativa do critério j ;

v_j : nível de preferência da alternativa analisada no critério j .

a) Metodologia Semi-Quantitativa de Faria (2011)

O trabalho de Faria (2011) desenvolveu uma análise de perigo de escorregamento em áreas urbanas precárias, baseada na metodologia AHP. A análise foi executada com o auxílio de planilhas do programa *Excel* da *Microsoft®*. A metodologia AHP utiliza tanto dados qualitativos, baseados na opinião de especialistas responsáveis pela análise, quanto dados quantitativos, permitindo uma solução mais refinada.

Primeiramente, a análise foi realizada de acordo com a natureza da encosta/talude e dos possíveis processos de escorregamento, de acordo com a metodologia proposta pelo Ministério das Cidades. Foram definidas então quatro tipos de encosta/talude: encosta natural, talude de corte em solo/rocha, bloco rochoso e talude de aterro. Os processos de escorregamentos foram definidos de acordo com a natureza da encosta em: escorregamento raso de solo em encosta natural, escorregamento de solo e rocha em talude de corte, rolamento/desplacamento de blocos rochosos, escorregamento em aterro (solo, entulho/lixo). O tipo de processo considerado em cada setor equivale ao predominante. Em casos em que se observa mais de um tipo de processo com elevado potencial de ocorrência em um mesmo setor, a análise de perigo é feita para todos os processos, porém o valor do índice de perigo adotado equivale ao maior para o setor.

Posteriormente, foram identificados os indicadores de perigo correspondentes aos critérios da metodologia AHP. Os indicadores de perigo são os condicionantes geológico-geotécnicos e ambientais dos processos de escorregamentos. A escolha e a definição desses condicionantes também se basearam na metodologia de mapeamento e gerenciamento de risco proposta pelo Ministério das Cidades. No Quadro 2.14 apresentam-se os indicadores de perigo para cada processo de escorregamento identificado.

Quadro 2.14 – Indicadores de Perigo para Cada Tipo de Processo de Escorregamento.

(continua)

Encosta/Talude	Processos	Indicadores de perigo
Natural	Escorregamentos rasos em solos	Amplitude; Declividade; Uso/cobertura; Nível d'água;
Corte	Escorregamentos em solo/rocha	Água superficial; Material; Estrutura geológica.

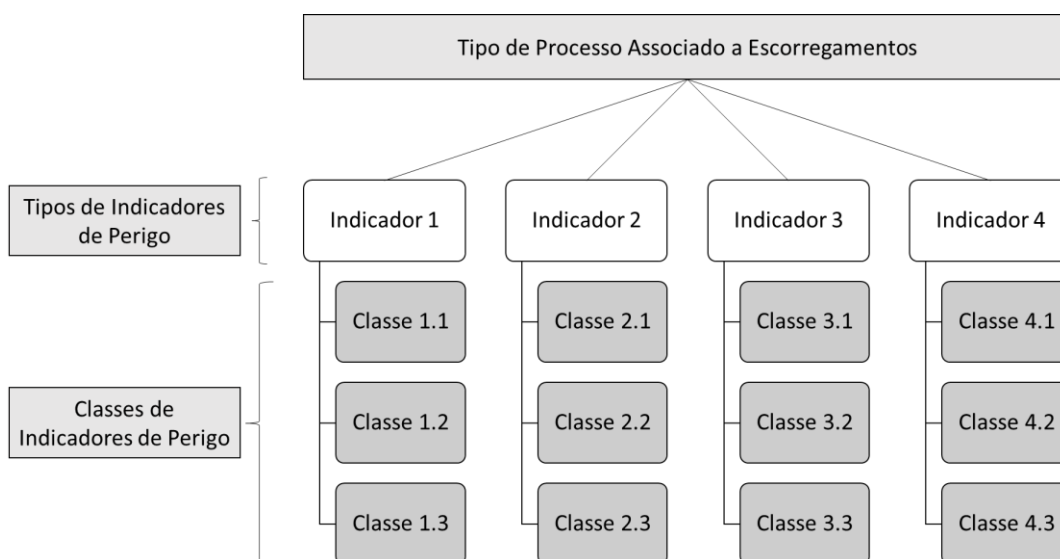
Quadro 2.14 – Indicadores de Perigo para Cada Tipo de Processo de Escorregamento.

(conclusão)		
Encosta/Talude	Processos	Indicadores de perigo
Bloco Rochoso	Rolamento/Desplacamento	Amplitude; Declividade; Uso/cobertura; Nível d'água; Água superficial; Material; Estrutura geológica; Contato; Plano basal; Forma geométrica; Área de contato.
Aterro	Escorregamento	Amplitude; Declividade; Uso/cobertura; Nível d'água; Água superficial; Material.

Fonte: Adaptado de Faria (2011).

Esses indicadores são agrupados em tipos e classes específicas. A partir da seleção dos indicadores de perigo, pesos relativos são atribuídos a cada um deles conforme as etapas da metodologia AHP descritas anteriormente. Os níveis hierárquicos da análise no mapeamento de perigo desenvolvido por Faria (2011) são apresentados na Figura 2.30.

Figura 2.30 – Estruturação dos Níveis Hierárquicos do Mapeamento de Faria (2011).



Fonte: Adaptada de Faria (2011).

As classes dos indicadores de perigo são relacionadas de acordo com o processo observado (Quadro 2.15).

Quadro 2.15 – Classes dos Indicadores de Perigo.

Encosta/ Talude	Natural	Corte	Bloco rochoso	Aterro
Processo	Escorregamento em solo raso	Escorregamento em solo/rocha	Rolamento/ Desplacamento	Escorregamento
Amplitude	(A1) ≤ 10m (A2) 10< A ≤ 20m (A3) > 20m	(A1) ≤ 2m (A2) 2< A ≤ 5m (A3) 5< A ≤ 10m (A4) > 10m	(A1) ≤ 10m (A2) 10< A ≤ 20m (A3) > 20m	(A1) ≤ 2m (A2) 2< A ≤ 5m (A3) 5< A ≤ 10m (A4) > 10m
Declividade	(D1) ≤ 17° (D2) 17°< D ≤ 30° (D3) > 30°	(D1) ≤ 17° (D2) 17°< D ≤ 30° (D3) 30°< D ≤ 60° (D4) > 60°	(D1) ≤ 17° (D2) 17°< D ≤ 30° (D3) 30°< D ≤ 60° (D4) > 60°	(D1) ≤ 17° (D2) 17°< D ≤ 30° (D3) > 30°
Uso/Cobertura	(U1) Arbórea (U2) Arbustiva (U3) Campo/cultura (U4) Cobertura urbana (U5) Solo exposto			
Nível d'água	(NA1) Não observado (NA2) Surgência			
Água Superficial	(AS1) Concentração baixa (AS2) Concentração média (AS3) Concentração alta (AS4) Linha de drenagem			
Material	(M1) Solo residual (M2) Depósito natural (colúvio/tálus)	(M1) Solo residual (M2) Depósito natural (colúvio/tálus) (M3) Rocha alterada (M4) Rocha sã		(M1) Solo (M2) Lixo/entulho (M3) Misto (solo/lixo/entulho)
Estrutura Geológica	(NO) Não observada (E1) Favorável à estabilidade (E2) Desfaróvel à estabilidade		(NO) Não observada (E1) 1 família de fratura (E2) 2 ou mais famílias de fraturas	*
* Não existem classes para o indicador de perigo.				

Fonte: Adaptado de Faria (2011).

Faria (2011) também apresentou as classes dos indicadores de perigo específicos para o processo de rolamento/desplacamento de blocos rochosos, mostradas no Quadro 2.16.

Quadro 2.16 – Classes dos Indicadores de Perigo Específicos.

Contato	Ângulo do plano basal	Forma geométrica	Área de contato
(C1) Rocha/rocha liso (C2) Rocha/rocha liso preenchido (C3) Rocha/solo	(B1) $0 < P \leq 15^\circ$ (B2) $15^\circ < P \leq 35^\circ$ (B3) $> 35^\circ$	(F1) Lasca (F2) Laje (F3) Arredondado ou cúbico	(P1) Área maior em contato (P2) Área menor em contato

Fonte: Adaptado de Faria (2011).

A matriz de decisão AHP é estruturada a partir das comparações par a par entre os indicadores de perigo e as respectivas classes de atributos. As comparações paritárias foram realizadas de acordo com a escala de julgamentos de Saaty (1987). O autovetor ou vetor prioritário representa os pesos obtidos, ou seja, a ordem de importância, na comparação par a par na metodologia AHP, entre os critérios e suas respectivas classes.

A quantificação do perigo dá-se através do cálculo do índice de perigo (IP), calculado através da Equação 2.10, equivalente ao valor global da alternativa analisada.

$$IP = \sum_{i=1}^n p_i x_i / 100 \quad (2.10)$$

Onde,

IP : índice de perigo;

p_i : peso do condicionante do processo (indicador de perigo);

x_i : peso da classe do respectivo indicador de perigo.

O IP é calculado para cada natureza de encosta e tipo de processo de deslizamento nos setores analisados. A hierarquia dos índices de perigo nas áreas mapeadas é realizada de acordo com a classificação do perigo em baixo, médio, alto e muito alto. Essa classificação baseia-se na média aritmética dos índices de perigo, onde considera-se, nesta etapa, um método estatístico de fatiamento, que adiciona ou subtrai à média aritmética o desvio padrão (Δ), bem como a presença de feições de instabilidade expressivas. Essas considerações são associadas ao método AHP visando complementá-lo. Dessa forma, a classificação do índice de perigo proposta por Faria (2011) dá-se através do descrito no Quadro 2.17.

Quadro 2.17 – Classificação do Índice de Perigo.

Índice de Perigo (IP)	Grau de Perigo
$IP < \bar{X} - 1/2 \Delta$	Baixo
$\bar{X} - 1/2 \Delta \leq IP \leq \bar{X} + 1/2 \Delta$	Médio
$IP > \bar{X} + 1/2 \Delta$	Alto
Presença de feições de instabilidade expressivas	Muito alto

Fonte: Adaptado de Faria (2011).

O grau de perigo muito alto foi definido de acordo com a metodologia proposta pelo Ministério das Cidades, na qual a presença de feições de instabilidade expressivas e em grande quantidade ou intensidade, justificaria a atribuição do grau de perigo muito alto.

No trabalho de Faria (2011), a classificação do perigo está apresentada no Quadro 2.18.

Quadro 2.18 – Análise de Perigo de Escorregamento de Faria (2011).

Índice de Perigo (IP)	Grau de Perigo
$IP < 26,80$	Baixo
$26,80 \leq IP \leq 37,99$	Médio
$IP \leq 37,99$	Alto
Presença de feições de instabilidade expressivas	Muito alto

Fonte: Adaptada de Faria (2011).

Faria (2011) propôs a aplicação da metodologia AHP na análise dos condicionantes de deslizamentos sem considerar a vulnerabilidade inerente ao evento danoso, portanto, a avaliação desenvolvida por Faria (2011) consiste em uma análise de perigo de deslizamentos.

2.3. Análise de Estabilidade de Taludes

A estabilidade de uma encosta/talude é determinada a partir do conhecimento do seu fator de segurança (FS), que depende das propriedades dos solos que a constituem e da geometria do maciço.

O método apropriado para obtenção do FS leva em consideração o refinamento pretendido para a análise de estabilidade. Neste capítulo serão abordados dois grupos de métodos, são eles: a) métodos do equilíbrio limite; b) métodos dos elementos finitos.

2.3.1. Métodos do Equilíbrio Limite

A rapidez, precisão e simplicidade dos métodos baseados no equilíbrio limite justifica a ampla utilização dos mesmos na análise de estabilidade de taludes.

Um talude representa uma massa de solo submetida a três campos de força: forças devidas ao peso dos materiais; forças devidas ao escoamento da água e forças devidas à resistência ao cisalhamento. A análise de equilíbrio limite julga que as forças que induzem a ruptura (forças devidas ao peso dos materiais e ao escoamento da água) são balanceadas pelas forças resistentes (FIORI & CARMIGNANI, 2009).

Os métodos do equilíbrio limite (MEL) admitem a existência de um mecanismo de ruptura de uma massa de terra limitada por uma superfície deslizante que pode, ou não, apresentar forma definida.

O fator de segurança (FS), calculado através dos métodos do equilíbrio limite, representa a relação entre a resistência ao cisalhamento disponível e as tensões cisalhantes atuantes (Equação 2.11).

$$FS = \frac{\tau_r}{\tau_a} \quad (2.11)$$

τ_r : resistência ao cisalhamento disponível;

τ_a : tensão cisalhante atuante.

Os métodos do equilíbrio limite admitem as seguintes hipóteses (MASSAD, 2010):

- a) O solo se comporta como um material rígido-plástico, rompe bruscamente, sem apresentar deformação;
- b) As equações de equilíbrio são legítimas até a ruptura, sendo um processo dinâmico na realidade;
- c) O fator de segurança é constante ao longo de toda a linha de ruptura, ignorando-se possíveis fenômenos de ruptura progressiva.

A determinação da estabilidade global através dos MEL consiste em cálculos iterativos do fator de segurança de várias prováveis superfícies de ruptura, para se obter o menor fator de segurança (HUANG & YAMASAKI, 1993). Segundo Aryal (2006), todos os métodos do equilíbrio limite utilizam o critério de Mohr-Coulomb para expressar a resistência ao cisalhamento ao longo da superfície de ruptura. Sendo o fator de segurança expresso através da relação entre a resistência ao cisalhamento do solo (Equação 2.12) e a tensão cisalhante mobilizada, o fator de segurança definido através equilíbrio limite no modelo de Mohr-Coulomb é expresso pela Equação 2.13.

$$\tau_r = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (2.12)$$

$$FS = \frac{\tau_r}{\tau_a} = \frac{c' + \sigma' \tan \phi'}{\tau_a} \quad (2.13)$$

c' e $\tan \phi'$: coesão e coeficiente do ângulo de atrito em termos de tensões efetivas;

τ_a : tensão cisalhante mobilizada.

A resistência ao cisalhamento disponível depende essencialmente do tipo de solo e da tensão normal efetiva. Enquanto a tensão cisalhante mobilizada depende das forças externas atuantes na massa de solo.

Vários foram os métodos desenvolvidos sob a luz do equilíbrio limite para a avaliação de estabilidade de encostas. O primeiro deles foi desenvolvido por Fellenius (1936), conhecido como o método sueco ou método ordinário, é aplicado para superfícies circulares de deslizamento. O método sueco foi modificado por Bishop (1955), através de novas considerações em relação a força normal de base. Janbu (1954) desenvolveu um método para superfícies de ruptura não circulares, também baseado no método sueco. O método sueco baseia-se na análise do equilíbrio das forças atuantes nas fatias, ou lamelas, as quais a massa de solo acima da superfície de ruptura é dividida.

Posteriormente, os métodos de Morgenstern-Price (1965), de Spencer (1967) e Sarma (1973) foram desenvolvidos para analisar as superfícies de ruptura com formatos variados. As características de alguns MEL são apresentadas no Quadro 2.19.

Quadro 2.19 – Características dos Principais Métodos de Equilíbrio Limite.

Métodos Características	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX
Solo homogêneo	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Solo estratificado	X		X	X	X	X	X	X	
Tipo de superfície	A	A	A	B	A	C	B	B	A
Geometria do talude	B	D	B	B	B	B	B	B	D
Utilização de ábacos		X							X
Método das fatias	X		X	X	X		X	X	
Solução iterativa			X	X	X		X	X	
Método rigoroso				X	X		X	X	
Incorpora diferentes condições de pressão neutra	X	X	X	X	X	X	X	X	F
I= Fellenius (1936); II= Taylor (1948); III= Bishop (1955); IV= Morgenstern-Price (1965); V= Spencer (1967); VI= Talude Infinito (Skempton & Hutchinson, 1969); VII= Janbu (1973); VIII= Sarma (1973); IX= Hoek & Bray (1981). A= Circular; B= Qualquer; C= Paralela à encosta; D= Simples; F= Fluxo.									

Fonte: Adaptado de Ribeiro Junior (2011).

Dentre os vários métodos do equilíbrio limite, os mais utilizados serão descritos de forma sucinta a seguir.

a) Método de Fellenius ou Método Ordinário

O método de Fellenius é considerado o mais simples dos métodos do equilíbrio limite, devido ao fator de segurança ser definido através de uma equação linear, portanto não se faz necessário o cálculo iterativo do FS. O método satisfaz o equilíbrio dos momentos para uma superfície de ruptura circular, porém negligencia as forças de interação (normais e cisalhantes) entre as fatias por considerá-las paralelas à base das lamelas. O fator de segurança definido através do método de Fellenius é expresso pelas Equações 2.14 e 2.15. O esquema de distribuição de forças na lamela é apresentado na Figura 2.31.

$$FS = \frac{\sum (c' l + N' \tan \phi')}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.14)$$

$$N' = (W \cos \alpha - ul) \quad (2.15)$$

Onde,

l : comprimento da base da fatia;

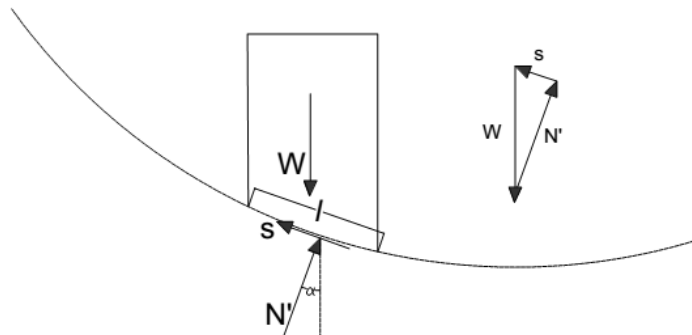
N' : força normal à base da fatia;

W : peso da fatia;

α : ângulo de inclinação da superfície de deslizamento no centro da fatia;

u : pressão neutra.

Figura 2.31 – Lamela Genérica e Polígono de Forças do Método de Fellenius.



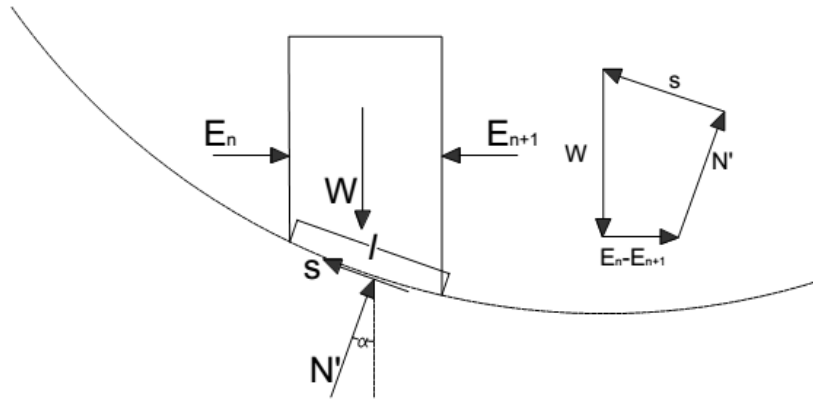
Fonte: Modificada de Silva (2011).

Devido às diversas simplificações adotadas no método, o fator de segurança calculado através do mesmo fornece resultados mais conservadores quando comparados aos demais métodos das fatias.

b) Métodos de Bishop

O método simplificado de Bishop compreende mais um método das fatias, também é muito utilizado em análises que envolvem superfícies de ruptura circulares. O método considera as forças normais entre lamelas, porém negligencia as forças cisalhantes entre as mesmas (Figura 2.32).

Figura 2.32 – Lamela Genérica e Polígono de Forças do Método Simplificado de Bishop.



Fonte: Modificada de Silva (2011).

O valor do fator de segurança fornecido através do método simplificado de Bishop é dado nas Equações 2.16 e 2.17.

$$FS = \frac{\sum [c' l + (W - ul) \tan \phi'] \left[\frac{1}{M_\alpha} \right]}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.16)$$

$$M_\alpha = \cos \alpha \left(1 + \tan \alpha \frac{\tan \phi'}{FS} \right) \quad (2.17)$$

Como o FS aparece duas vezes na Equação 2.16, o cálculo do fator de segurança é realizado através da escolha de um fator para o segundo termo (FS_{inicial}), pode ser selecionado um valor próximo ao obtido pelo método de Fellenius. Portanto, o método simplificado de Bishop utiliza o cálculo iterativo até se obter um valor de fator de segurança aproximadamente igual ao FS_{inicial} do segundo termo da equação. Geralmente três iterações são suficientes para atender o cálculo do FS pelo método de Bishop simplificado.

A diferença entre esse método e o método rigoroso de Bishop é que o último considera, além das forças normais, as forças cisalhantes que atuam entre as lamelas. Tanto as forças normais e cisalhantes, quanto o fator de segurança são determinados através do processo iterativo.

c) Método de Janbu

O método de Janbu, inicialmente considera as forças normais atuantes entre as fatias e ignora as forças cisalhantes, assim como o método simplificado de Bishop. O método é aplicado para superfícies de ruptura não circulares e o fator de segurança é determinado a partir do equilíbrio das forças horizontais (FREDLUND *et al.* 1981). A primeira equação apresentada por Janbu (Equação 2.18), que define o fator de segurança para o método, é similar a equação do método simplificado de Bishop.

$$FS = \frac{\sum [c' l + (W - ul) \tan \phi'] \left[\frac{1}{N_\alpha} \right]}{\sum W \tan \alpha} \quad (2.18)$$

O fator corretor f_0 , foi introduzido por Janbu com a finalidade de adaptar as forças cisalhantes existentes entre as lamelas. O fator corretor está relacionado com a geometria da superfície de deslizamento, depende dos parâmetros c' e ϕ' , e considera a influência das forças verticais entre as fatias. Com a inserção do fator corretor na equação do fator de segurança, o mesmo pode ser calculado através da Equação 2.19.

$$FS = f_0 \frac{\sum [c' l + (W - ul) \tan \phi'] \left[\frac{1}{N_\alpha} \right]}{\sum W \tan \alpha} \quad (2.19)$$

O coeficiente N_α é equivalente a Equação 2.20:

$$N_\alpha = \cos^2 \alpha \left(1 + \tan \alpha \frac{\tan \phi'}{FS} \right) \quad (2.20)$$

O coeficiente N_α pode ser comparado com o coeficiente M_α do método simplificado de Bishop (Equação 2.21).

$$M_\alpha = \frac{N_\alpha}{\cos \alpha} \rightarrow N_\alpha = M_\alpha \cos \alpha \quad (2.21)$$

Dessa forma, ao substituir N_α na Equação 2.19, o fator de segurança pelo método de Janbu é expresso pela Equação 2.22.

$$FS = f_0 \frac{\Sigma[c'l + (W-ul) \tan \phi'] \left[\frac{1}{M_\alpha} \right]}{\Sigma W \sin \alpha} \quad (2.22)$$

Assim, o FS calculado por Janbu torna-se igual ao FS definido através do método simplificado de Bishop multiplicado pelo fator f_0 .

d) Método de Morgenstern-Price

O método de Morgenstern-Price satisfaz tanto o equilíbrio de momento, quanto o equilíbrio de força e assume a função da força entre fatias. O método é aplicado para superfícies deslizantes circulares e não circulares. Este método considera uma simplificação na relação entre as forças cisalhantes (T) e normais (E) entre as fatias (Equação 2.23).

$$T = f(x) \lambda E \quad (2.23)$$

$f(x)$: função da força entre lamelas que varia continuamente ao longo da superfície de deslizamento;

λ : fator de escala da função assumida.

As incógnitas a serem solucionadas pelo método de Morgenstern-Price são o fator de segurança, o fator de escala, as forças normais na base da fatia, as forças horizontais atuantes entre fatias e a localização das forças entre fatias (linha de pressão).

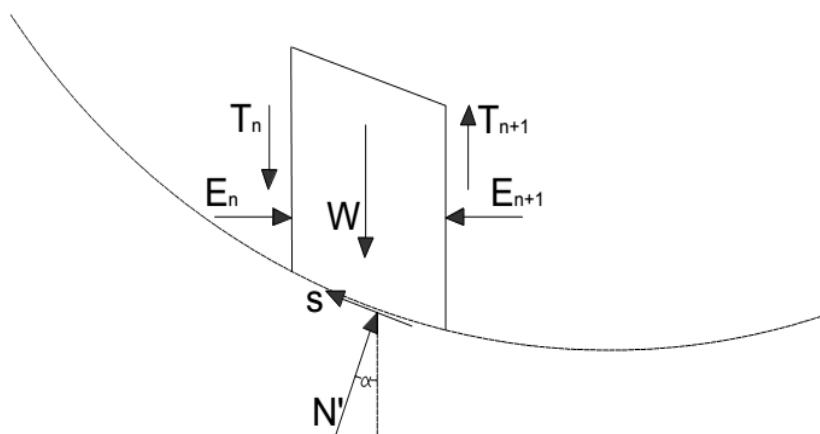
Duas equações do fator de segurança podem ser utilizadas, uma delas refere-se ao equilíbrio de momento (F_m) e a outra refere-se ao equilíbrio de força (F_f). A Equação 2.24 define o fator de segurança através do equilíbrio de momento.

$$F_m = \frac{\Sigma[c'l + (N-ul) \tan \phi']}{\Sigma W \sin \alpha} \quad (2.24)$$

O fator de segurança representado pelo equilíbrio de força é expresso pela Equação 2.25. O esboço da distribuição de forças na fatia genérica do método de Morgenstern-Price é representado na Figura 2.33.

$$F_f = \frac{\Sigma\{[c'l + (N-ul) \tan \phi'] \sec \alpha\}}{\Sigma[W - (T_2 - T_1)] \tan \alpha + \Sigma(E_2 - E_1)} \quad (2.25)$$

Figura 2.33 – Lamela Genérica do Método Morgenstern-Price.



Fonte: Modificada de Aryal (2006).

2.3.2. Métodos dos Elementos Finitos na Estabilidade de Taludes

A busca por outros métodos para a realização de análises de estabilidade de taludes, surgiu devido à necessidade de eliminar as simplificações adotadas nos métodos do equilíbrio limite. Dessa forma, o método dos elementos finitos (MEF) é um dos métodos alternativos mais empregados na análise de estabilidade de taludes, permitindo assim, o estudo das relações tensão-deformação de acordo com a realidade, não mais a partir de hipóteses simplificadoras.

Uma das características da análise de estabilidade de taludes através dos métodos dos elementos finitos é que, diferente dos métodos do equilíbrio limite, não é necessário supor a localização e forma da superfície de ruptura. É possível aplicar o MEF em taludes com configurações complexas e depósitos de solos em 2D ou 3D para modelar praticamente todos os tipos de mecanismos de falha. Além do critério de resistência de Mohr-Coulomb, muito utilizado na engenharia geotécnica, vários outros modelos podem ser empregados nos problemas de análise de estabilidade de taludes através do MEF.

Além da análise de estabilidade de taludes naturais e artificiais, os métodos de elementos finitos podem ser empregados na avaliação de falhas induzidas por infiltrações, aplicação de geotêxteis, solo grampeado, estruturas de contenção e fundações.

a) Método dos Elementos Finitos

Segundo Chandrupatla & Belegundu (2014), o MEF surgiu a partir dos avanços da análise estrutural de aeronaves. Após o desenvolvimento do método no ramo da Engenharia Civil, o termo elemento finito foi utilizado por Clough (1960). Os fundamentos matemáticos foram delimitados na década de 1970, com o desenvolvimento dos microcomputadores o

método tornou-se acessível aos que pretendem utilizá-lo em análises através de modelos matemáticos.

No método dos elementos finitos, uma região complexa que delimita um meio contínuo é dividida em formas geométricas simples e discretas, denominadas de elementos finitos, mantendo as mesmas propriedades e relações governantes do meio original, que são expressas como valores desconhecidos em pontos específicos dos elementos (CHANDRUPATLA & BELEGUNDU, 2014). Tais elementos são descritos por equações diferenciais e a solução é dada por modelos matemáticos que fornecem o comportamento aproximado do meio contínuo.

Segundo Sandoval (2012), a formulação mais conveniente em problemas geotécnicos é a que os deslocamentos dos pontos nodais são reconhecidos como incógnitas para um modelo compatível. Dessa forma, quando os deslocamentos são conhecidos, determinam-se as deformações e as tensões do elemento.

Dentre as formas dos elementos finitos (elementos triangulares, elementos retangulares e isoparamétricos), Sandoval (2012) afirma que os elementos triangulares possuem maior aceitação, devido aos contornos irregulares serem facilmente aproximados.

Naylor (1982), *apud* Farias & Naylor (1998) classifica os métodos utilizados nos problemas de estabilidade de taludes em métodos diretos e métodos do equilíbrio limite aperfeiçoados.

No Quadro 2.20 é apresentada a classificação dos métodos de elementos finitos para a análise de estabilidade de encostas (SANDOVAL, 2012).

Quadro 2.20 – Classificação do MEF para Análise de Estabilidade de Encostas.

Métodos Diretos	Incremento de gravidade (Swan & Seo, 1999) Redução da resistência (Naylor, 1982) Deslocamentos nodais (Zienkiewicz <i>et al.</i> , 1975)
Métodos de Equilíbrio Limite Aperfeiçoados	Resistência (Kulhawy, 1969) Tensão (Zienkiewicz <i>et al.</i> , 1975) Resistência e tensão (Adikari & Cummins, 1985)

Fonte: Adaptada de Sandoval (2012).

b) Métodos Diretos

Os métodos de elementos finitos diretos permitem determinar tanto o fator de segurança, quanto obter informações sobre o mecanismo de colapso (FARIAS & NAYLOR, 1998). A

seguir serão apresentadas algumas variações do método direto, que são diferentes entre si no que trata do rigor da simulação no processo de ruptura.

I. Método de Incremento da Gravidade (GIM – *Gravity Increase Method*)

O método de incremento de gravidade constitui-se como um dos métodos mais eficazes empregados em métodos numéricos para determinar o limite de ruptura característico de taludes (LI *et al.*, 2009).

A análise de estabilidade pelo GIM supõe que as forças externas aumentam devido ao aumento da gravidade g , enquanto as propriedades dos materiais permanecem constantes. Segundo Sternik (2013), a gravidade aumenta de acordo com a Equação 2.26.

$$g = \dot{g} \cdot t \quad (2.26)$$

\dot{g} : vetor indicando a direção do carregamento da gravidade e a taxa de aumento com o tempo;

t : variável de tempo paramétrica.

Dessa forma, o vetor aceleração da gravidade $g(t)$ aumenta e o problema de análise limite reduz, simplesmente para encontrar o maior tempo (t_{limite}) para que exista uma equação de equilíbrio global. A gravidade limite no sistema é expressa pela Equação 2.27 (STERNIK, 2013).

$$g_{limite} = \dot{g} \cdot t_{limite} \quad (2.27)$$

O fator de segurança baseado na gravidade corresponde a razão entre o máximo valor da gravidade que induz a ruptura e a gravidade real (Equação 2.28).

$$FS_g = \frac{g_{limite}}{g_{real}} \quad (2.28)$$

g_{real} : gravidade real representativa no talude analisado (aproximadamente 9,81 m/s²).

II. Método de Redução da Resistência (SRM – *Strength Reduction Method*)

O SRM consiste no monitoramento das deformações em pontos específicos no maciço de solo para fornecer fatores de segurança em termos de resistência (SLOAN, 2013).

Levando-se em consideração que, em geral, a definição do fator de segurança é a relação entre a resistência ao cisalhamento dos solos e a tensão cisalhante necessária para gerar uma ruptura preliminar, o método de redução da resistência consiste no decréscimo gradual da

resistência ao cisalhamento do solo, através do MEF, até que apareçam as primeiras indicações de falha. Dessa forma, o fator de segurança é definido como a relação entre a resistência ao cisalhamento do solo real e a resistência ao cisalhamento reduzida (FARSHIDFAR & NAYERI, 2015).

Segundo Farshidfar & Nayeri (2015), na análise de estabilidade de encostas realizada através desse método, a modelagem é realizada utilizando-se um conjunto de fatores de segurança como tentativa e erro. Para um elemento não linear, geralmente é adotado o critério de Mohr-Coulomb, cujo os parâmetros de resistência são a coesão (c) e ângulo de atrito (ϕ). No SRM o fator de segurança é calculado utilizando-se os parâmetros de resistência como nas Equações 2.29 e 2.30.

$$c^{tentativa} = \frac{1}{F^{tentativa}} c \quad (2.29)$$

$$\phi^{tentativa} = \arctan\left(\frac{1}{F^{tentativa}} \tan \phi\right) \quad (2.30)$$

Onde $c^{tentativa}$ e $\phi^{tentativa}$ são os parâmetros de resistência reduzidos em relação aos parâmetros reais (c , ϕ).

A redução de resistência ao cisalhamento torna o talude mais próximo de um comportamento instável. Assim, quanto maior for o fator de segurança, maior será a tendência de o talude ser estável.

Sloan (2013) afirma que o SRM é baseado na não convergência das simulações realizadas através dos elementos finitos para indicar a ruptura. Portanto, é imprescindível que a não convergência seja devida a ruptura real do talude e não a qualquer outro efeito numérico. Além da não convergência da solução de equações não lineares, o aumento repentino na taxa de variação do deslocamento do sistema e o início do desenvolvimento do mecanismo de falha representam os cenários que baseiam o critério do estado final (SANDOVAL, 2012).

Segundo Kaur & Sharma (2016), o método de redução da resistência fornece geralmente resultados muito similares aos obtidos através dos métodos do equilíbrio limite para problemas de análise de estabilidade envolvendo taludes homogêneos.

Matsui & San (1992) assumem que, na técnica de redução de resistência, o mecanismo de falha do talude está diretamente ligado ao desenvolvimento da deformação de cisalhamento.

Daí o fato de vários testes de laboratório mostrarem que a zona de deformação cisalhante coincide com a superfície de ruptura.

Para Cheng *et al.* (2007) uma das principais desvantagens do SRM é o longo tempo de solução necessário para configurar o modelo e para realizar a análise. Porém, esse problema é resolvido com o desenvolvimento dos programas computacionais. Dessa forma, a análise através do método pode ser realizada dentro de um período de tempo razoável e adequado para análises de rotina. Outras limitações do SRM são a escolha de um modelo constitutivo e parâmetros apropriados e as condições de contorno. O método SRM foi escolhido para as análises de estabilidade realizadas neste trabalho.

III. Método dos Deslocamentos Nodais (NDM – *Nodal Displacements Method*)

A análise dos deslocamentos em certos pontos nodais da malha de elementos finitos, permite a determinação do fator de segurança, segundo os trabalhos desenvolvidos por Donald *et al.* (1985) e Donald & Tan (1985). O método consiste na modificação dos parâmetros de resistência dos solos (c , $\tan \phi$) através de um fator multiplicador N . Esse método pode ser empregado em situações as quais a convergência da solução, esperada nos métodos de simulação do colapso anteriormente abordados, apresenta-se custosa.

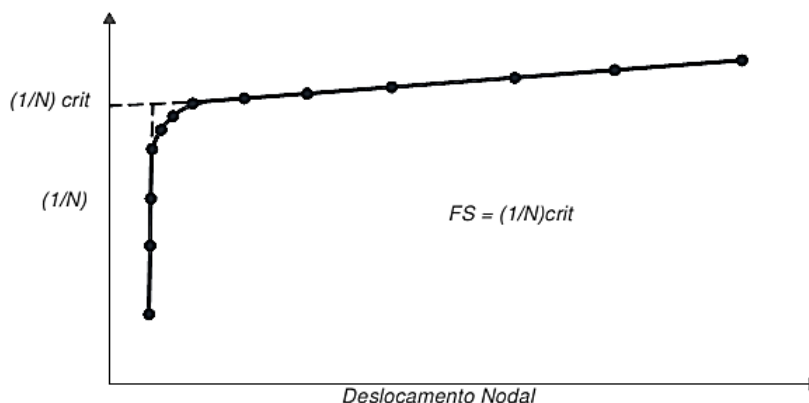
Donald & Giam (1988) utilizam c^* e $\tan \phi^*$ para expressar os parâmetros de resistência modificados. Dessa forma, os mesmos podem ser calculados através das equações 2.31 e 2.32.

$$c^* = c N \quad (2.31)$$

$$\tan \phi^* = \tan \phi N \quad (2.32)$$

São elaborados gráficos que representam a variação dos deslocamentos em relação a $1/N$ para vários pontos nodais. O valor inicial de N é determinado a partir do método de tentativa e erro. O fator de segurança é conhecido através da relação $1/N$, para o c^* e $\tan \phi^*$ correspondentes a ruptura iminente (Figura 2.34). O início da curva mostra uma grande variação do valor de $1/N$, já a taxa de variação do deslocamento nodal é mínima. Após a elevação do valor de $1/N$, essa relação assume um comportamento praticamente constante para valores de deslocamentos nodais maiores. O fator de segurança, portanto, será definido pelo $1/N_{\text{crítico}}$ que corresponde ao valor de $1/N$ conhecido ao traçar retas tangentes a curva antes e depois do ponto de inflexão (Figura 2.34).

Figura 2.34 – Curva de Deslocamento Nodal Típica.



Fonte: Adaptado de Donald & Giam (1988).

A precisão do FS depende do modelo constitutivo adotado para o solo, número de nós na malha, tipo de elemento finito e tamanho dos incrementos de N (DONALD & GIAM, 1988).

Diferentemente dos métodos de simulação do colapso, onde há a suposição de que o FS é suficientemente grande para que as deformações iniciais sejam pequenas. O NDM permite uma formulação alternativa, na qual os limites de deformação podem ser utilizados como critério de ruptura, em vez do colapso total (SANDOVAL, 2012).

c) Métodos Indiretos - Equilíbrio Limite Aperfeiçoado

Os métodos indiretos utilizam a análise pelo método dos elementos finitos para gerar um campo de tensões, normais e cisalhantes, juntamente com outro método de análise para determinar a superfície de ruptura e o valor do fator de segurança. Os métodos indiretos não necessitam de um grande esforço computacional, ao contrário dos métodos diretos que utilizam análise iterativa, onde os parâmetros de resistência sofrem variações até a iminência da ruptura. Uma desvantagem do método seria o trabalho adicional, ocasionado pelas várias interpolações realizadas para obter-se o fator de segurança na zona crítica.

O método acoplado ao MEF pertence aos métodos do equilíbrio limite, daí a denominação de método do equilíbrio limite aperfeiçoado. Segundo Soares (2010), o método do equilíbrio limite aperfeiçoado baseia-se na análise elástica de tensões e não no processo de plastificação do solo para determinar a perda de estabilidade de um talude.

Neste trabalho serão apresentadas três definições para o fator de segurança global da estabilidade de taludes. Essas definições estão ligadas ao tipo de método de análise relacionada

ao método do equilíbrio limite aperfeiçoado, são eles: o método da resistência, o método das tensões e o método da resistência e tensão.

O método da resistência, o mais utilizado na análise de estabilidade de taludes, define o fator de segurança como a relação entre a resistência ao cisalhamento e as tensões cisalhantes ao longo da potencial superfície de ruptura. Conhecendo-se o estado de tensões em um ponto, com um plano de ruptura com inclinação θ . A tensão normal é expressa pela Equação 2.33 e a tensão cisalhante pela Equação 2.34.

$$\sigma_n = \sigma_x \sin^2 \theta + \sigma_y \cos^2 \theta - 2\tau_{xy} \sin \theta \cos \theta \quad (2.33)$$

$$\tau_n = (\sigma_y - \sigma_x) \sin \theta \cos \theta + \tau_{xy} (\cos^2 \theta - \sin^2 \theta) \quad (2.34)$$

Considerando-se que a resistência ao cisalhamento é definida a partir do critério de Mohr-Coulomb, o fator de segurança global é representado pela Equação 2.35.

$$FS = \frac{\sum[\tau_f \Delta L]}{\sum[\tau_n \Delta L]} \quad (2.35)$$

τ_f : resistência ao cisalhamento na ruptura ($c' + \sigma'_n \tan \phi'$);

τ_n : tensão cisalhante atuante;

ΔL : parcelas da superfície consideradas.

Conhecendo-se o estado de tensões em um ponto do maciço e os parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb, é possível definir o fator de segurança local através da razão entre o raio do círculo de ruptura e o raio do estado de tensões (r_f/r_m). Por sua vez, o nível de tensão é o inverso do fator de segurança local. O FS global, no método das tensões, é dado através da média dos níveis de tensão ao longo da superfície potencial de ruptura e é obtido através da Equação 2.36 (TEJADA CERVANTES, 2007).

$$FS = \frac{\sum[\Delta L]}{\sum \left[\frac{(\sigma'_1 - \sigma'_3)_m \Delta L}{(\sigma'_1 - \sigma'_3)_f} \right]} \quad (2.36)$$

Onde,

$(\sigma'_1 - \sigma'_3)_m$: tensão desviadora na superfície de deslizamento;

$(\sigma'_1 - \sigma'_3)_f$: tensão desviadora na ruptura.

O método da resistência e tensão é uma ponderação dos dois anteriores e tem o fator de segurança definido pela Equação 2.37 (TEJADA CERVANTES, 2007).

$$FS = \frac{\Sigma[(c' + \sigma'_n \tan \phi')]}{\Sigma \left[\frac{(\sigma'_{1-3})_m}{(\sigma'_{1-3})_f} (c' + \sigma'_n \tan \phi') \Delta L \right]} \quad (2.37)$$

3. DESCRIÇÃO GERAL DA ÁREA DE ESTUDO

3.1. Características Territoriais

A área de estudo compreende o município de Aracaju, capital do estado de Sergipe localizado na região nordeste do Brasil (Figura 3.1).

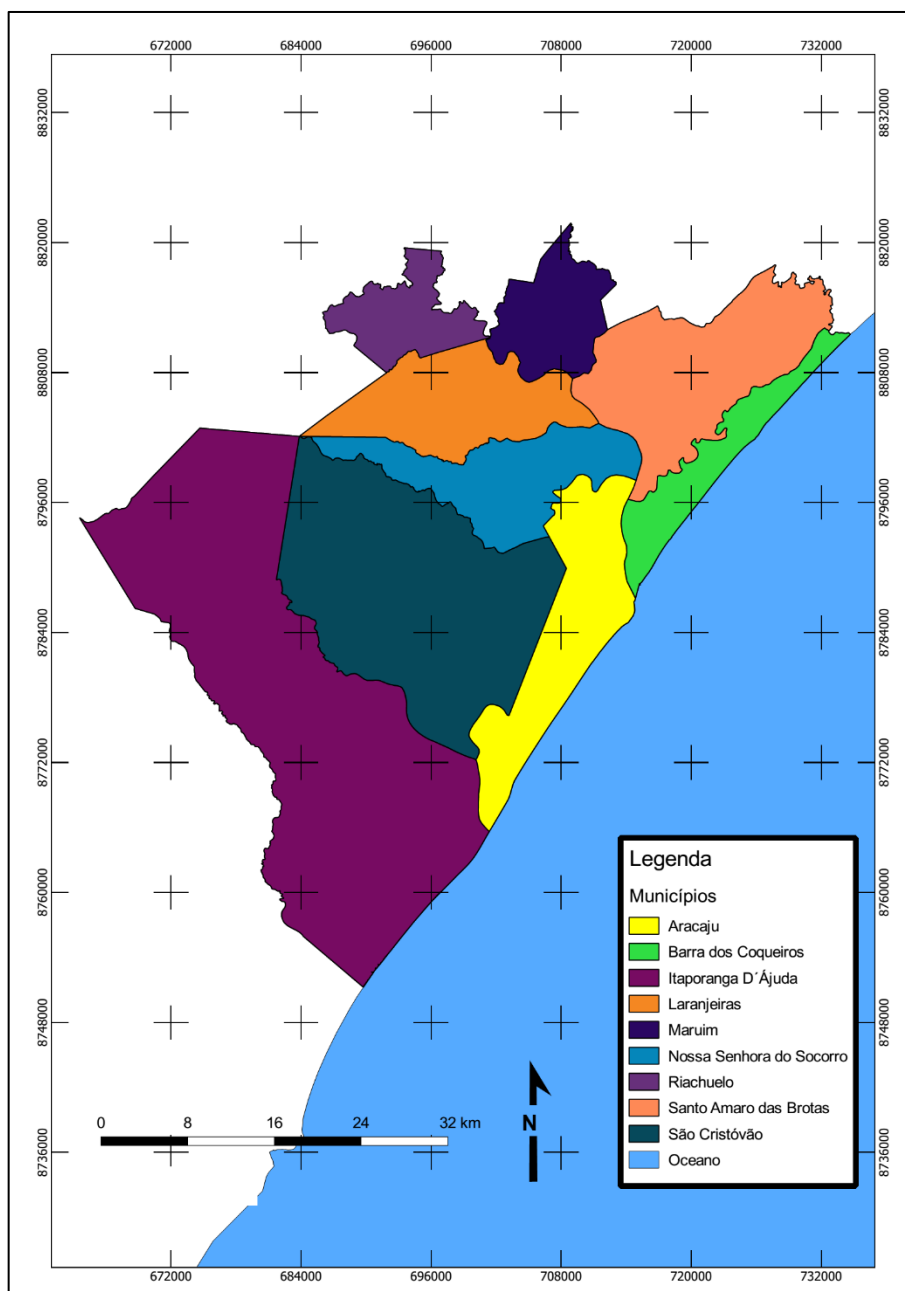
Figura 3.1 – Localização da Área de Estudo.



Fonte: Adaptado de Sergipe (2014).

De acordo com a Lei nº 554 de 6 de fevereiro de 1954, o município de Aracaju limita-se ao norte pelos municípios de Nossa Senhora do Socorro e Santo Amaro das Brotas, ao sul pelo município de Itaporanga d'Ajuda, a leste pelo município de Barra dos Coqueiros e o oceano Atlântico e, a oeste pelo município de São Cristóvão. A região que abrange os citados municípios e os de Laranjeiras, Maruim e Riachuelo corresponde à Região Metropolitana de Aracaju (Figura 3.2).

Figura 3.2 – Mapa da Região Metropolitana de Aracaju.

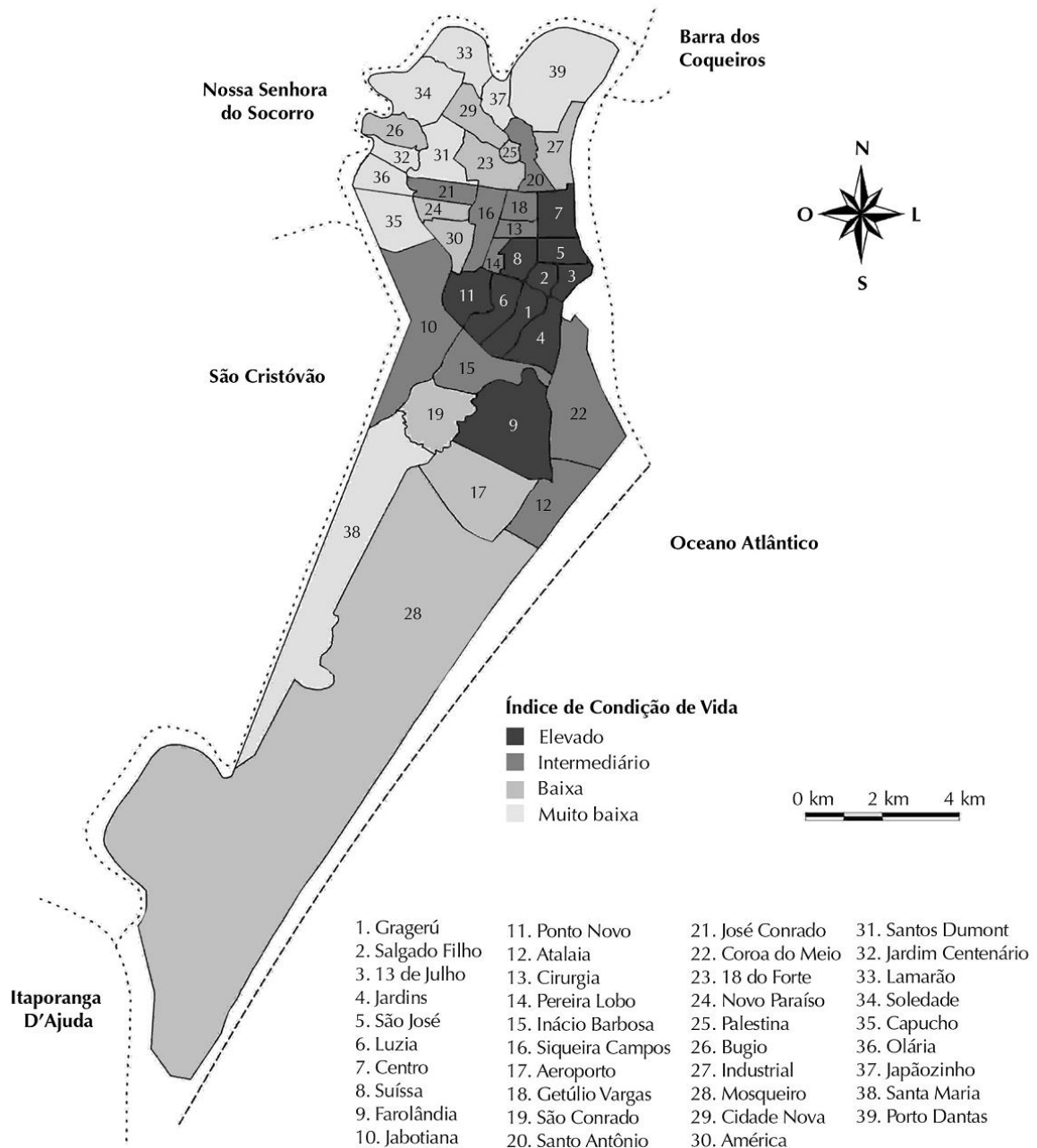


Fonte: Adaptado de Sergipe (2014).

Aracaju possui uma área territorial de 181,857 km². De acordo com o censo do IBGE do ano de 2015, a população aracajuana corresponde a 623.744 habitantes. Em 1º de março de 1855, o povoado de Santo Antônio do Aracaju elevou-se a categoria de cidade e em 17 de março, pela Resolução nº 413, a cidade tornou-se a capital da Província. Hoje a cidade é constituída pelos seguintes bairros: Aeroporto, América, Aruanda, Atalaia, Bugio, Capucho, Centro, Cidade Nova, Coroa do Meio, Cirurgia, Dezoito do Forte, Farolândia, Getúlio Vargas, Grageru, Inácio Barbosa, Industrial, Jabotiana, Japãozinho, Jardim Centenário, Jardins, José

Conrado de Araújo, Lamarão, Luzia, Mosqueiro, Novo Paraíso, Olaria, Palestina, Pereira Lobo, Ponto Novo, Porto Dantas, Salgado Filho, Santo Antônio, Santos Dumont, São Conrado, São José, Siqueira Campos, Soledade, Suíssa, Terra Dura (atual Santa Maria), Treze de Julho (SERGIPE, 2015). O mapa temático que representa a divisão dos bairros no município, bem como o Índice de Condição de Vida (ICV) é mostrado na Figura 3.3.

Figura 3.3 – Distribuição dos Bairros na Cidade de Aracaju.



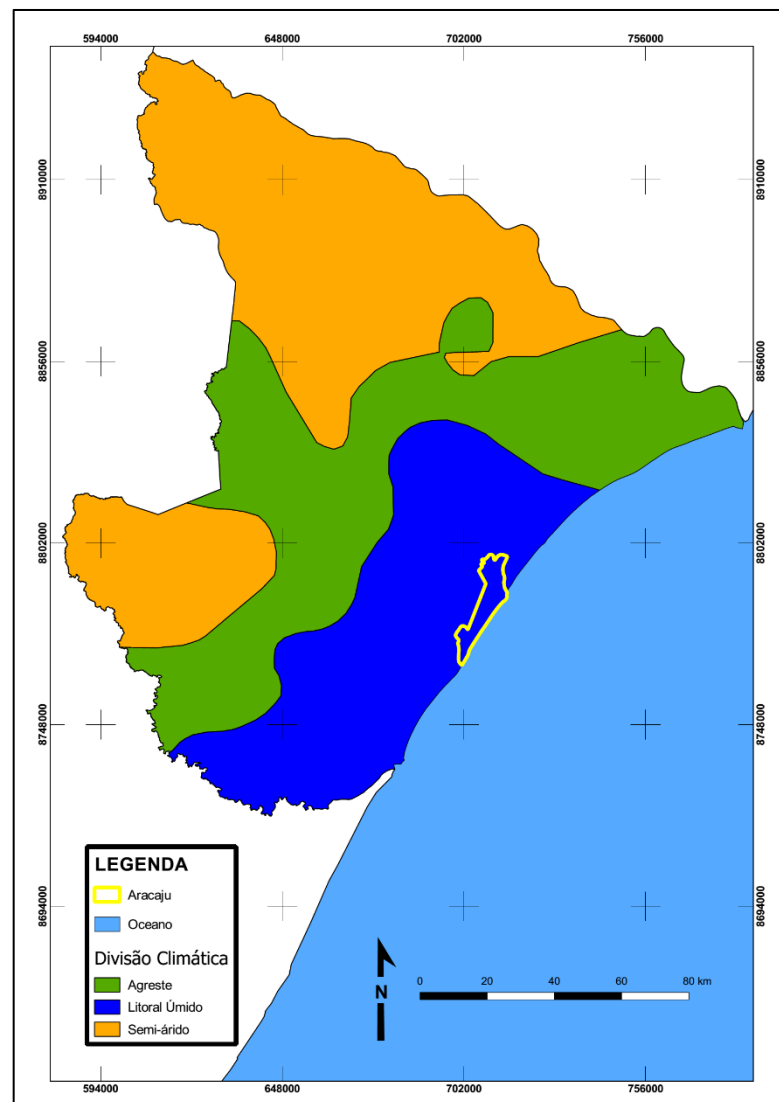
Fonte: Carvalho *et al.* (2015).

3.2.Aspectos Fisiográficos

3.2.1. *Clima*

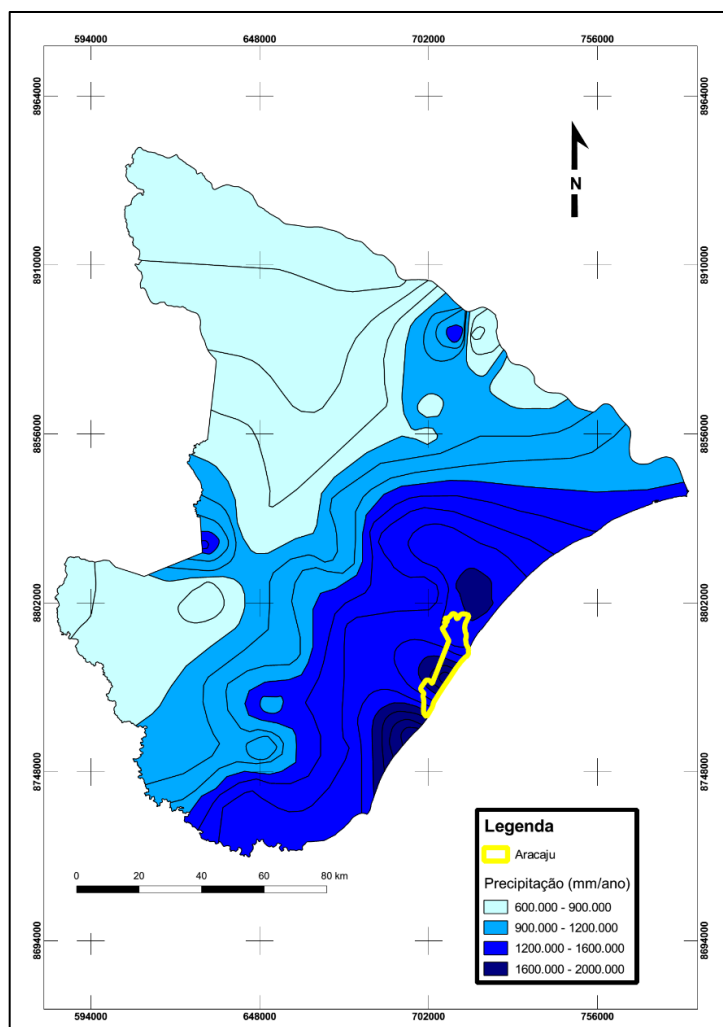
Sergipe possui três zonas climáticas principais, que estão representadas na Figura 3.4. A região semiárida encontra-se no interior do estado, enquanto o Litoral apresenta-se como uma região tropical úmida, com altas temperaturas e alta umidade ao longo da costa leste e o Agreste é caracterizado pelo clima subúmido. O estado está localizado na faixa tropical do Brasil e apresenta a precipitação pluviométrica irregular decrescendo do Litoral Leste para o Sertão Semiárido. Essa irregularidade pluviométrica pode ser verificada através das isoietas mostradas no mapa da Figura 3.5.

Figura 3.4 – Zonas Climáticas de Sergipe.



Fonte: Adaptado de Sergipe (2014).

Figura 3.5 – Mapa de Isoietas do Estado de Sergipe em 2010.



Fonte: Adaptado de Sergipe (2014).

Fontes & Correia (2009) classificam o município de Aracaju, localizado na porção oriental do estado de Sergipe, em clima Megatérmico Subúmido Úmido ($C_2 A'a'$), segundo a classificação de Thornthwaite (1948). Segundo a mesma classificação, esse é considerado o clima mais úmido, sendo o mais chuvoso do estado, em que os excedentes hídricos ocorrem com maior frequência no final do outono e no inverno, e a moderada deficiência hídrica ocorre no verão, agregada ao aumento da evapotranspiração. Os maiores totais de precipitação anual são registrados na faixa litorânea de Aracaju, a qual apresenta três meses secos, de dezembro a fevereiro (SANTOS, 2012).

O excesso de chuvas é uma das principais causas de instabilidade de encostas na cidade. A exemplo disso, Santos (2012) cita a precipitação de 118 mm ocorrida apenas no dia 10 de abril de 2010 em Aracaju, que provocou 63 pontos de alagamentos e deixou 11 áreas sujeitas a deslizamentos nos bairros Cidade Nova, Olaria, Porto Dantas e Soledade.

Recentemente, no dia 24 de maio de 2015, houve uma grande precipitação que apresentou 101,5 mm de chuva, o que ocasionou diversos transtornos à população que habita áreas sujeitas a inundações e deslizamentos na cidade. Inclusive, o mês de maio foi o que apresentou o maior volume de chuvas do ano de 2015, superando em até 3 vezes o somatório do volume registrado nos três meses secos característicos, de dezembro a fevereiro. Como citado anteriormente, os maiores índices pluviométricos foram registrados entre o final do outono e meados do inverno, ou seja, entre os meses de maio e julho (Quadro 3.1).

Quadro 3.1 – Volumes Mensais de Chuva em Aracaju no ano de 2015.

Ano de 2015												
Mês	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez
Total	25,5	38,4	44,4	91,6	282,1	149,4	171,1	74,4	10,8	31,8	6,8	26

Fonte: BDMEP/INMET (2015).

Segundo Franco (1983), *apud* Araújo (2006a), ao determinar o ritmo de chuvas do estado de Sergipe, adotou-se alguns critérios para o município de Aracaju, são eles: mês seco – precipitações entre 0 e 50 mm; mês subumido – precipitações entre 50,01 e 100 mm; mês úmido – precipitações acima de 100 mm. Dessa forma, podemos identificar que no ano de 2015 houve 7 meses secos, 2 meses subumidos e 3 meses úmidos.

3.2.2. Vegetação

A vegetação de Aracaju compreende basicamente, Mata secundária (Mata Atlântica), Manguezal e Restinga. O alto grau de devastação da cobertura vegetal de Aracaju, deve-se ao processo de ocupação da cidade desde a sua origem.

A restinga é uma associação perenifólia, que apresenta pouca densidade e grande diversidade de espécies e altura das árvores. Segundo Crepani *et al.* (2001), a restinga está relacionada a áreas com influência marinha e constituem os cordões litorâneos e as dunas que aparecem ao longo do litoral. São formados pela deposição contínua de areias sob a influência direta do vento e do mar, onde podem ser encontradas desde as fisionomias herbácea até arbórea. A vegetação de restinga ainda é encontrada nos bairros Capucho, Jabotiana, Farolândia São Conrado, Santa Maria, Aeroporto, Atalaia, na Zona de Expansão e alguns locais da zona norte de Aracaju (ARAÚJO, 2006a).

As áreas de manguezais apresentam influência fluviomarinha e constituem ambientes salobros, onde desenvolve-se uma vegetação que pode ser de fisionomia arbórea e herbácea

(CREPANI *et al.*, 2001). Os manguezais são ecossistemas aquáticos de grande importância ecológica e estão localizados ao longo das margens dos canais fluviais que drenam a malha urbana do município. Apesar de ser considerado um valioso recurso natural, inclusive, devido à fauna bastante diversificada de grande valor proteico e econômico, os manguezais têm sido extintos para dar lugar a aterros e grandes empreendimentos (ARAÚJO, 2006a).

Ocorre ainda na cidade, associações de praias e dunas, que são constituídas por vegetação herbácea. Esse tipo de cobertura encontra-se desde o bairro Coroa do Meio até o Mosqueiro. Entre as espécies vegetais desse tipo estão, a salsa da praia e a grama da praia, que servem para a fixação das areias das dunas móveis (ARAÚJO, 2006a).

A vegetação herbácea é apresentada sob forma de campos de gramíneas, ervas e subarbustos. As gramíneas podem atingir alturas entre 10 e 15 cm.

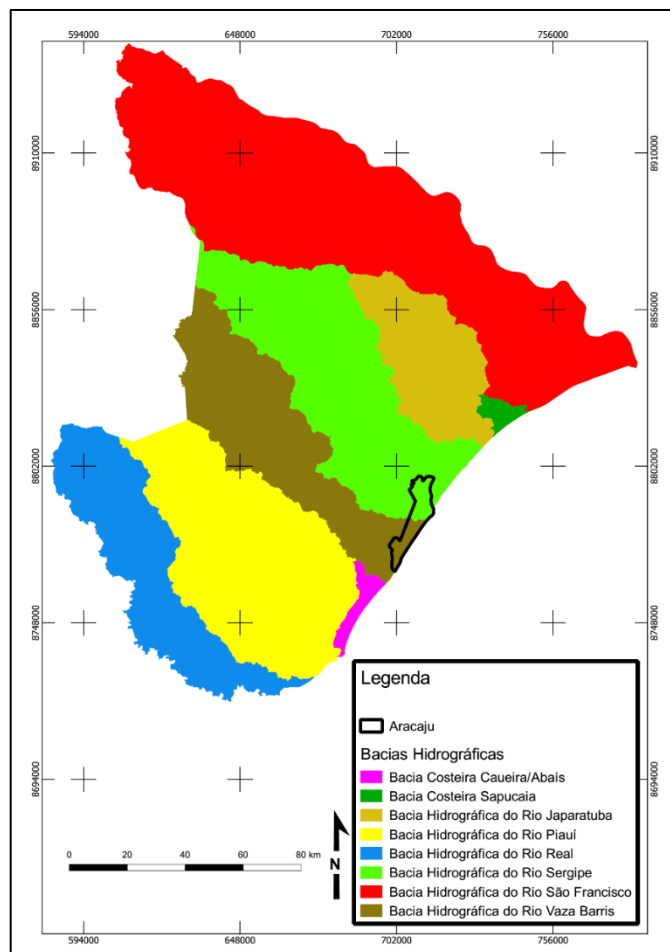
A vegetação arbórea é encontrada principalmente na zona norte da cidade, mais especificamente no Morro do Urubu, o maior remanescente de Mata Atlântica da cidade, considerada uma APA (Área de Preservação Ambiental). A vegetação arbórea pode conter exemplares de grande porte, que podem superar os 5 metros de altura.

3.2.3. *Hidrografia Urbana*

A importância da hidrografia urbana está ligada ao crescimento das cidades, como no caso do município aracajuano, que teve o desenvolvimento da sua ocupação próximo aos canais fluviais. Para Santos (2012), a drenagem urbana de Aracaju encontra-se em constantes alterações, seja na sua morfologia ou na sua capacidade hidrodinâmica. Essas transformações devem-se, em muitos casos, a intervenção humana, que modifica o fluxo de drenagem através da inserção de canais retificados, do assoreamento e do aterramento de pequenos braços de rio e dos mangues.

Oito bacias hidrográficas são responsáveis pela drenagem das terras de Sergipe (Figura 3.6). Dentre as citadas bacias, duas banham o município de Aracaju: a bacia do Rio Sergipe e a do Rio Vaza Barris.

Figura 3.6 – Bacias Hidrográficas de Sergipe.



Fonte: Adaptado de Sergipe (2014).

A bacia do Rio Sergipe apresenta maior área de abrangência, ou seja, 26 municípios, que correspondem a 1.337.879 habitantes. A maioria dos habitantes dessas cidades vivem em áreas urbanas, o que comprova o desenvolvimento mais acentuado da urbanização no curso da bacia hidrográfica.

O Rio Sergipe apresenta uma extensão de 210 km, nasce na Serra Negra, divisa com o estado da Bahia, e passa pelas regiões que correspondem às três zonas climáticas do estado, iniciando na região do Semiárido sergipano atravessando o Agreste até chegar ao Litoral do estado, e desagua no oceano Atlântico, entre os municípios de Aracaju e Barra dos Coqueiros. Em Aracaju, o Rio Sergipe drena as terras dos bairros Porto Dantas, Industrial, Centro, São José, 13 de Julho e Coroa do Meio.

O Rio Poxim destaca-se como um dos principais afluentes da margem direita do Rio Sergipe, e atravessa a cidade no sentido Oeste-Leste, passando pelos bairros Capucho,

Jabotiana, São Conrado, Farolândia, Inácio Barbosa, Coroa do Meio e Jardins, até despejar suas águas na confluência com o Rio Sergipe. Apesar do alto grau de poluição, o Rio Poxim é responsável por boa parte do volume de água ofertada para a população da Região Metropolitana de Aracaju (ARAÚJO, 2006a).

Outro afluente do Rio Sergipe, é o Rio do Sal, de menor magnitude e extensão, ele atinge bairros periféricos da zona norte, como os bairros Bugio, Soledade, Lamarão e Porto Dantas. Segundo Araújo (2006a), a ocupação desordenada ao longo dos anos da sua microbacia, tem influenciado fortemente as suas descargas naturais, e a sua parcela de urbanização chega a 38% da área total da microbacia.

A bacia do Rio Vaza Barris passa por parte da zona sul, inserida na zona de expansão de Aracaju, com destaque para o Mosqueiro. O Rio Vaza Barris nasce no município baiano de Uauá, atravessando Sergipe no sentido Oeste-Leste e desemboca no oceano Atlântico, onde faz limite geográfico entre os municípios de Aracaju e Itaporanga D'Ajuda (SANTOS, 2012).

3.2.4. *Relevo e Ocupação das Encostas de Aracaju*

Estão presentes em Aracaju duas formas de relevo: a Planície Costeira e os Tabuleiros Costeiros caracterizados pela presença de morros esculpidos sobre os sedimentos do Grupo Barreiras.

Fundada sobre uma “duna” que margeava o estuário do rio Sergipe, segundo Araújo (2003), Aracaju passou a ocupar os Tabuleiros Costeiros, onde surgiram novos bairros, ocupados na atualidade pela população de baixa renda. Essa ocupação teve início na década de 60 e foi impulsionada no final do século XX.

Ao analisar a dinâmica do espaço urbano de Aracaju, Ribeiro (1985) verificou que entre os anos de 1978 e 1980 a ocupação da cidade tornou-se segregativa devido à forma como as diferentes camadas da sociedade se distribuem no espaço urbano. Resultando na ocupação de áreas de baixo relevo pela população de renda média a alta, enquanto a população de baixa renda foi levada a ocupar as regiões mais elevadas da cidade, que abrangem a região norte e oeste da cidade, que foram estruturadas antes dos anos 1960, e a zona de expansão da cidade. A ocupação de áreas de risco em Aracaju, muitas vezes feita de forma ilegal, ocorreu devido ao crescimento da população, associado a ausência de solo urbano provocada pela grande valorização dos preços dos terrenos e a alta especulação imobiliária.

As áreas de risco de Aracaju são caracterizadas pelo desenvolvimento de favelas e pelo grande impacto ambiental devido à construção desordenada de habitações, onde ocorrem desmatamentos, cortes e aterros das encostas. Como exemplo da interferência do homem na estabilidade de encostas na cidade de Aracaju, são apresentadas as Figuras 3.7 e 3.8, que mostram a ocupação desordenada em áreas da cidade.

Figura 3.7 – Encosta com Diversos Cortes e Ocupação Desordenada em Aracaju.



Figura 3.8 – Exemplo de Edificações Construídas de Forma Irregular em Encosta de Aracaju.



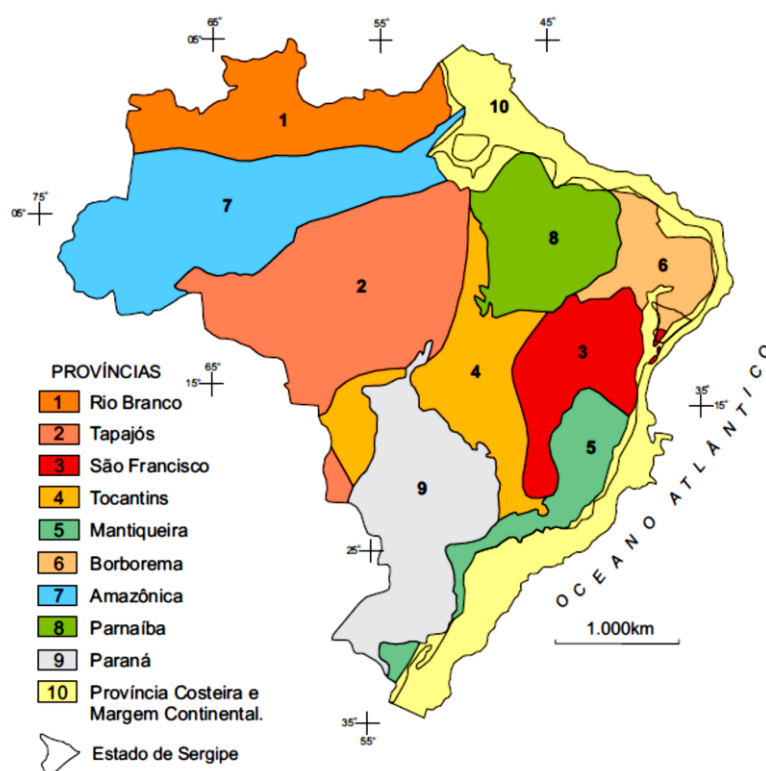
Os perfis das encostas existentes na paisagem do município de Aracaju são classificados em côncavos e convexos ou sob as duas denominações, quando trata-se de encostas naturais, e perfis retilíneos no caso de encostas artificiais. As feições geométricas das encostas são

influenciadas basicamente pela litologia e o clima. Em Aracaju, as encostas são esculpidas sobre litologias do Grupo Barreiras, e são constituídas essencialmente por argila, portanto sedimentar de origem clástica, homogênea em sua composição química à base de silicatos de alumina e elementos pouco solúveis e forma micrométrica dos grãos (ARAÚJO, 2006b).

3.3. Geologia

Segundo Almeida *et al.* (1977), o estado de Sergipe está localizado entre três províncias estruturais (Figura 3.9): a Província São Francisco, a Província Borborema e a Província Costeira e Margem Continental.

Figura 3.9 – Províncias Estruturais do Brasil.



Fonte: Santos *et al.* (2001), adaptado de Almeida *et al.* (1977).

Santos *et al.* (2001) afirmam que no estado de Sergipe, a Província São Francisco é representada pelos terrenos gnáissico-migmatíticos, embasamento do cráton, da região que compreende as cidades de Riachão do Dantas, Boquim, Itabaianinha e Cristinápolis, e pelos sedimentos pouco deformados na região de Lagarto, Palmares e Tobias Barreto.

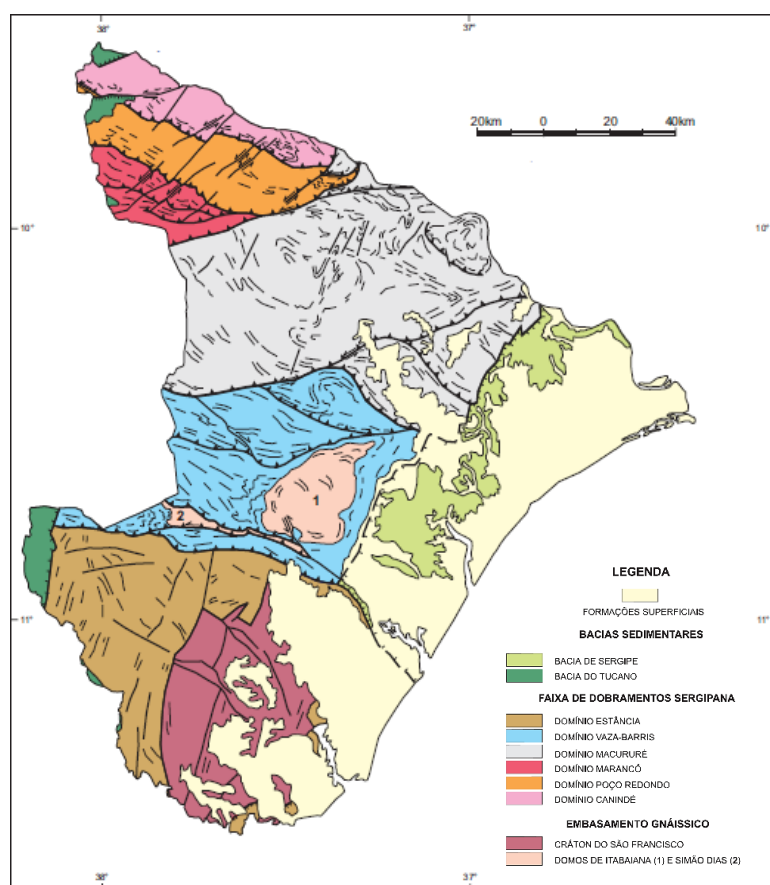
A Província Borborema tem uma extensão de 380 mil km² e é confinada pelas províncias Parnaíba, São Francisco e as bacias Costeiras e Margem Continental e na sua maior parte é caracterizada por um clima semiárido (ALMEIDA *et al.*, 1977). Santos *et al.* (2001) a

caracteriza pela presença de plutonismo granítico e extensas zonas de cisalhamento transcorrentes, resultantes da ação do Ciclo Brasileiro.

Em Sergipe, a Província Borborema é representada pela Faixa de Dobramentos Sergipana, que se situa, no cenário geotectônico entre o limite nordeste do Cráton São Francisco e o Maciço Pernambuco-Alagoas (SANTOS *et al.*, 2001). Brito Neves *et al.* (1977) caracteriza o Sistema de Dobramentos Sergipano como um sistema que se estende das costas dos estados de Alagoas e Sergipe até o sul da cidade de Curaçá, na região norte da Bahia. Apresenta cerca de 400 km de extensão linear e o seu conjunto totaliza uma área de aproximadamente 45 mil km².

A Província Costeira e Margem continental, em Sergipe, compreende a Bacia Sedimentar de Sergipe, segmentos restritos da Bacia de Tucano, além das Formações Superficiais terciárias e quaternárias continentais, e os sedimentos quaternários pertencentes a plataforma continental (Figura 3.10) (SANTOS *et al.*, 2001).

Figura 3.10 – Esboço Tectono-Estratigráfico do Estado de Sergipe.



Fonte: Santos *et al.* (2001).

As Bacias Sedimentares do estado de Sergipe são compostas pela Bacia de Sergipe, que está situada a leste do estado, seguindo sobre a plataforma continental; e a Bacia de Tucano, Central e Norte, situadas a noroeste e sudoeste do estado nas regiões dos riachos Curituba e da Barra, e na região da cidade de Poço Verde no limite com o estado da Bahia, respectivamente (SANTOS *et al.*, 2001).

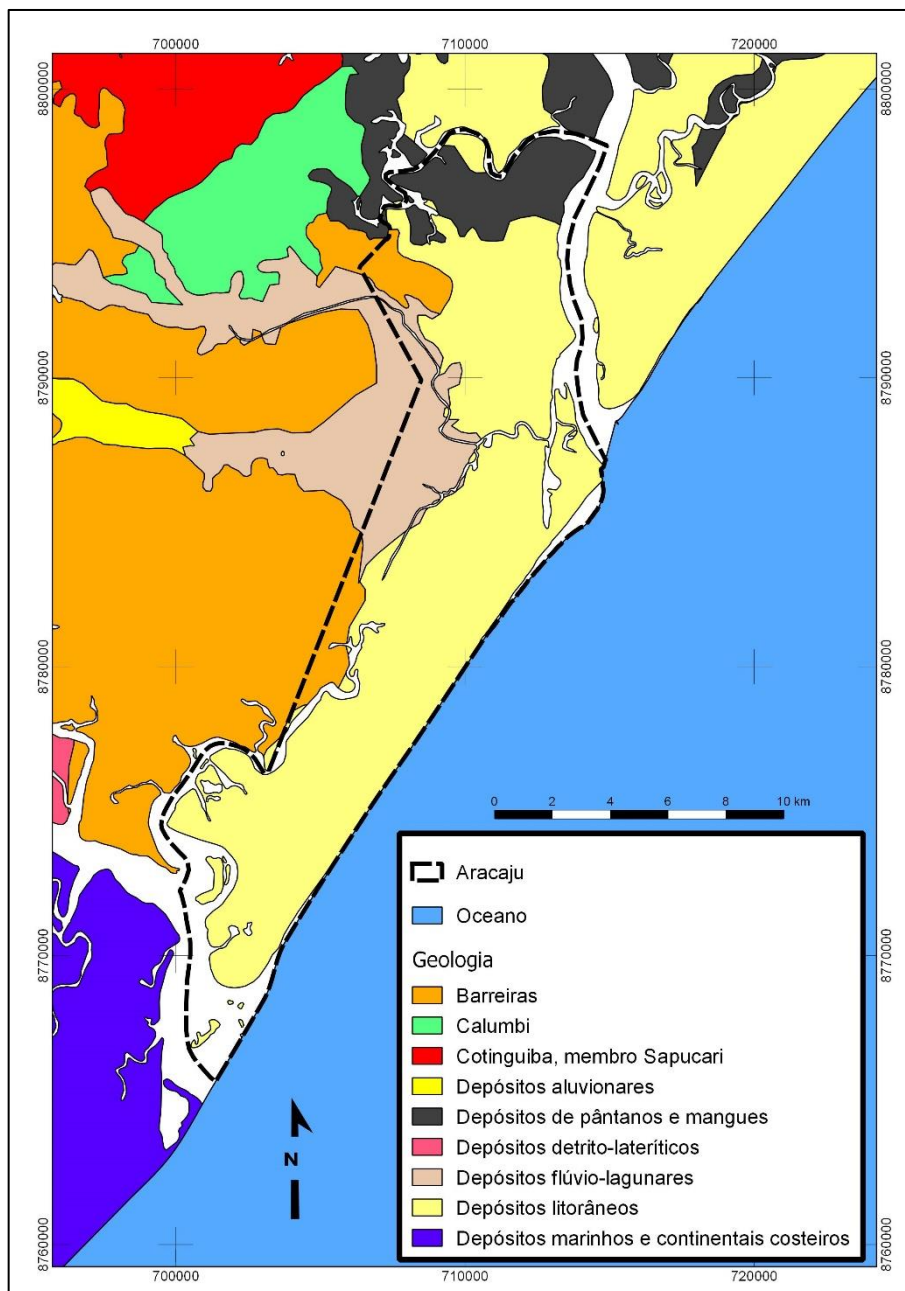
A Bacia de Sergipe teve suas rochas depositadas, tanto na fase inicial, quanto durante todo o evento de separação da América do Sul e da África (SANTOS *et al.*, 2001). A Bacia de Sergipe compreende os grupos: Igreja Nova (composto pelas formações Batinga e Aracaré), Perucaba (composto pelas formações Bananeiras e Serraria), Grupo Coruripe (composto pelas formações Barra de Itiúba, Maceió, Muribeca, Penedo, Rio Pitanga, Coqueiro Seco), Grupo Sergipe (constituído pelas formações Riachuelo e Cotinguiba), Grupo Piaçabuçu (constituído pelas formações Calumbi, Mosqueiro e Marituba).

Segundo Santos *et al.* (2001), as rochas na Bacia do Tucano foram depositadas no início da separação entre a América do Sul e a África. Ela engloba o Grupo Jatobá (composto pelas Formações Tacaratu, Curituba e Santa Brígida) e o Grupo Massacará (composto pela Formação São Sebastião).

No estado de Sergipe ocorrem também Formações Superficiais cenozoicas, são elas: o Grupo Barreiras, as coberturas terció-quaternárias e as coberturas quaternárias. A cidade de Aracaju, área de estudo deste trabalho, está localizada numa região coberta por Formações Superficiais, representadas por duas unidades de relevo, como já mencionado, a Planície Costeira e os Tabuleiros Costeiros, caracterizados pelo desenvolvimento de morros elaborados sobre litologias do Grupo Barreiras (ARAÚJO, 2006a). Fontes (2003) reitera essa análise, afirmando que a implantação da cidade de Aracaju foi concretizada graças à ação antrópica, o que interviu na sua geomorfologia. Havendo desmontes de dunas e aterros de mangues com sedimentos do grupo Barreiras, dando origem a um verdadeiro solo criado.

Segundo Araújo (2006a) a Planície Costeira de Aracaju é constituída por sedimentos quaternários marinhos (Depósitos de Pântanos e Mangues) e quaternários continentais (Depósitos Flúvio-lagunares e Litorâneos). Essa unidade está limitada na parte continental pelo Grupo Barreiras. As unidades geológicas de Aracaju são mostradas na Figura 3.11.

Figura 3.11 – Mapa das Unidades Geológicas de Aracaju.



Fonte: Adaptado de Sergipe (2014).

O Grupo Barreiras constitui uma cobertura sedimentar terrígena continental e marinha, que se encontra sobre os depósitos marinhos cretácicos do Recôncavo Baiano, assim como em Sergipe, Alagoas, Pernambuco, Paraíba, Pará, Maranhão e Rio Grande do Norte (Nunes *et al.*, 2011).

Bezerra *et al.* (2001) afirmam que os sedimentos Barreiras se constituem a partir da última rocha sedimentar terciária do Nordeste brasileiro que se formou na história da abertura do Atlântico, e representa uma sequência sedimentar ao longo de mais de 4 mil km do litoral.

Segundo Santos *et al.* (2001), os sedimentos do Grupo Barreiras estão distribuídos amplamente na região leste do estado de Sergipe, separados das linhas de costa pelas coberturas continentais pleistocênicas e holocênicas.

Os Depósitos de Pântanos e Mangues são constituídos predominantemente por sedimentos argilo-siltosos, ricos em matéria orgânica (BITTENCOURT *et al.*, 1983). Fontes *et al.* (2012) define esses depósitos como zonas úmidas depressionadas e fechadas que compreendem áreas de transição entre ambientes terrestres e aquáticos, com nível de água aflorante ou solo saturado, com o acúmulo de matéria orgânica de origem vegetal.

Santos (2012) afirma que esse tipo de cobertura ocupa os estuários dos rios Sergipe, Poxim, do Sal e Santa Maria e algumas regiões baixas entre os depósitos marinhos holocênicos e pleistocênicos. São áreas protegidas e estão sob a influência das marés, onde se desenvolvem manguezais.

Os Depósitos Fluvio-lagunares são constituídos de sedimentos argilo-arenosos ricos em matéria orgânica e, localmente, são encontrados conchas e pedaços de madeira (BITTENCOURT *et al.*, 1983).

Esses depósitos são encontrados na faixa costeira quaternária, ocupando a rede de drenagem sobre os terraços marinhos pleistocênicos, as regiões baixas entre os terraços marinhos pleistocênicos e holocênicos e a parte inferior dos vales entalhados no Grupo Barreiras (SANTOS *et al.*, 2001).

Os Depósitos Litorâneos fazem parte das coberturas quaternárias holocênicas e, neste caso, englobam, geomorfologicamente, os Terraços Marinhos e os Depósitos Eólicos Litorâneos.

Os Terraços Marinhos são compostos, litologicamente, por areias litorâneas bem selecionadas e com a presença de conchas marinhas e tubos fósseis (BITTENCOURT *et al.*, 1983). Entre as desembocaduras dos rios Sergipe e Vaza-Barris, os Terraços Marinhos compõem a maior exposição geomorfológica do município de Aracaju e são representados por duas gerações distintas (FONTES, 2003).

Segundo Fontes (2003), os Terraços Marinhos pleistocênicos foram elaborados pela regressão que sucedeu à Penúltima Transgressão e apresentam altitudes entre 8 e 10 metros, sendo delimitados por um rebordo inclinado para o rio Santa Maria e o canal de mesmo nome.

Externamente dispostos ao Terraços pleistocênicos, os Terraços Marinhos holocênicos possuem altitude variando entre 4 metros e poucos centímetros acima da preamar atual (BITTENCOURT *et al.*, 1983).

Os Terraços holocênicos, encontrados na zona de expansão de Aracaju, são marcados por dois cordões litorâneos que são dispostos linearmente associados à antigas cristas de praia. A idade holocênica foi confirmada através do método C_{14} e é de 7200 (aproximadamente 200 anos) A. P. (FONTES, 2003).

Através do trabalho de Fontes (2003), verificou-se o perfil litológico de algumas áreas da cidade, dentre elas, a região do Mosqueiro, localizada na zona de expansão da cidade, que apresentou um pacote de sedimentos constituído por areia fina a muito grosseira em conjunto com fragmentos de fósseis. No bairro Atalaia, ocorre areia hialina de textura grosseira com fragmentos de conchas, devido à influência marinha. Na margem holocênica do canal Santa Maria, ocorre a intercalação de areia grossa, argila e seixos, ou seja, a sedimentação é mais heterogênea.

Os Depósitos Eólicos Litorâneos são constituídos de sedimentos arenosos bem selecionados e grãos arredondados (BITTENCOURT *et al.*, 1983). Formam dunas do tipo barcana com distribuição contínua, bordejando todo o litoral (SANTOS *et al.*, 2001).

Araújo (2006a) afirma que essas dunas possuem pouca expressividade atualmente, sendo que em alguns pontos encontram-se ainda ativas, e em outros, semifixadas por vegetação rasteira o que dificulta a ação eólica.

Segundo Santos (2012), as dunas encontram-se dispostas sobre os Terraços Marinhos holocênicos, principalmente na região sul do município de Aracaju, próximo à linha da costa. Têm, entre outras, a função de proteger a costa contra os ventos, regularizar a linha de alimentação de praias e reter a água dos aquíferos.

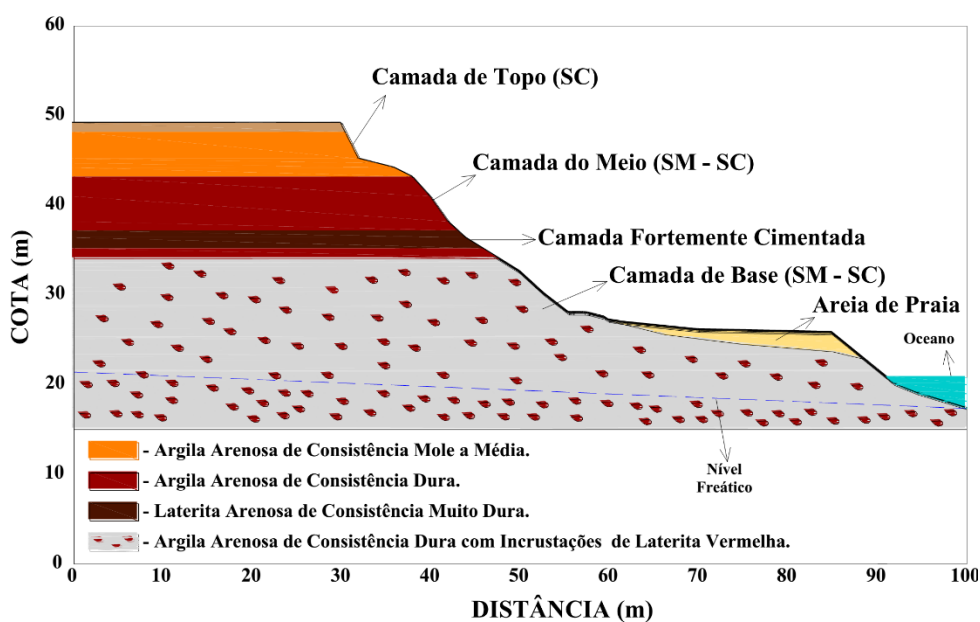
Araújo (2006a) afirma que nos Tabuleiros Costeiros foram desenvolvidos os morros e colinas, com predomínio na zona norte, resultando nas formas arredondadas mais elevadas da cidade, alcançando aproximadamente 100m (ponto de maior cota altimétrica no Morro do Urubu). Os Tabuleiros Costeiros desenvolvem-se também nos bairros América, Jabotiana, Santa Maria, onde ocorrem afloramentos do Grupo Barreiras com altitudes mais elevadas. Além desses locais com maior incidência, os Tabuleiros Costeiros ocorrem nos bairros Getúlio

Vargas, Cirurgia e Suíssa, com altitudes máximas de 38m. Em outras regiões da cidade os valores altimétricos são baixos, com cotas mínimas de até 2m.

Muitos são os trabalhos que tratam da caracterização geotécnica e análise de estabilidade de encostas elaboradas sobre a litologia do Grupo Barreiras. Alguns deles são, Gusmão Filho *et al.* (1982), Coutinho *et al.* (1990), Gusmão Filho (1995), Coutinho & Severo (2009), Severo (2011) e Stumpf & Freitas Neto (2012).

No seu trabalho, Gusmão Filho *et al.* (1982) afirmam que os sedimentos do Grupo Barreiras são caracterizados pela grande individualidade das diferentes fácies, nas quais são encontradas camadas de areia praticamente pura, intercaladas com argilas siltosas estratificadas quase horizontalmente. A condição da tendência de horizontalidade das camadas de sedimentos é ratificada no trabalho de Severo (2011), onde representa-se as diferentes camadas no perfil geológico-geotécnico de uma falésia elaborada sobre a litologia do Grupo Barreiras (Figura 3.12).

Figura 3.12 – Exemplo de Perfil de uma Falésia do Grupo Barreiras.



Fonte: Severo (2011).

Coutinho & Severo (2009), reúnem diversos estudos realizados sobre os solos do Grupo Barreiras provenientes da Região Metropolitana do Recife onde os solos são classificados, segundo o SUCS (Sistema Unificado de Classificação dos Solos), em SC (areia argilosa), CL (argila com baixa compressibilidade) ou ML (silte arenoso). Os parâmetros de resistência de pico apresentam valores de coesão (c) entre 0 e 50 kPa e ângulo de atrito (ϕ) de 20° a 36° na

condição inundada, já na condição natural, a coesão (c) varia de 31 a 192 kPa e o ângulo de atrito (ϕ) de 31° a 45°.

O índice de vazios apresentado pelos solos do Grupo Barreiras varia de 0,40 a 0,98; a permeabilidade *in situ* assume valores de $2,5 \times 10^{-5}$ a $6,6 \times 10^{-8}$ m/s; a permeabilidade em laboratório varia de $1,0 \times 10^{-5}$ a $1,5 \times 10^{-8}$ m/s e os valores de IP (índice de plasticidade) assumem valores de 9 a 19% (SEVERO, 2011).

O trabalho de Stumpf & Freitas Neto (2012) apresenta resultados de ensaios básicos para a caracterização geotécnica do solo do Grupo Barreiras que compõe uma encosta em Aracaju. O solo foi classificado como SC (areia argilosa) segundo o SUCS; o valor do índice de plasticidade foi igual a 11%; os parâmetros de resistência, sob condição inundada, foram iguais a 3,01 kPa (coesão) e 29,7° (ângulo de atrito).

Gusmão Filho (1995) apresenta as características de solos do Grupo Barreiras de diversos locais da Região Metropolitana do Recife. Quanto a expansividade desses solos, o trabalho de Gusmão Filho (1995) dá conta de que em algumas camadas desses sedimentos foram encontradas propriedades expansivas. Como exemplo, o autor cita o caso da implantação de um conjunto habitacional no morro Burity, em que na execução das plataformas de assentamento das residências verificou-se a presença de argila expansiva. Ao executar-se ensaios de laboratório obteve-se valores de pressão de expansão entre 11 e 23 kPa, quando a amostra era inundada a partir da umidade natural. Com o intuito de simular a situação das cavas de fundação no campo, foram realizados ensaios com amostra inundada após algum tempo de exposição ao ar livre, assim o valor de pressão de expansão se elevou a mais de 100 kPa.

4. MATERIAIS E MÉTODOS

Nesta seção serão apresentados os materiais e os métodos utilizados nas análises de risco e perigo das encostas selecionadas, nos ensaios de caracterização, adensamento e resistência dos solos das encostas escolhidas para a realização da análise de estabilidade realizada utilizando-se o método de redução de resistência pelo método dos elementos finitos.

Inicialmente foi estabelecido o contato com a Coordenadoria da Defesa Civil Municipal de Aracaju, órgão responsável pelo monitoramento do risco local. Dentre as informações concedidas pela referida entidade, consta um levantamento das áreas de risco referentes a enchentes e a movimentos gravitacionais de massa realizado pela CPRM (2013), no qual delimitou-se 15 áreas expostas a risco de movimentos de massa. Com base nesse levantamento, foram escolhidos 16 setores de encosta com características mais representativas para as análises de risco e perigo de deslizamento de massa apresentados neste trabalho. Dos 16 setores escolhidos, foi selecionado o setor de maior grau de risco de 4 bairros para a realização da análise de estabilidade de 1 perfil da encosta principal.

4.1. Setorização das Áreas de Risco/Perigo de Aracaju

Nesta seção são apresentados os setores de encostas estudados em Aracaju de acordo com a região. As coordenadas que indicam as localizações dos 16 setores de encostas são mostradas no Quadro 4.1.

Quadro 4.1 – Localização dos Setores de Encostas de Aracaju.

Setores	Localização (Coordenadas)		Setores	Localização (Coordenadas)	
	Longitude	Latitude		Longitude	Latitude
01	37° 06' 12.49649"W	10° 59' 14.63484"S	09	37° 05' 02.62955"W	10° 55' 03.34690"S
02	37° 05' 26.97797"W	10° 56' 13.30078"S	10	37° 03' 49.93415"W	10° 55' 10.34355"S
03	37° 04' 46.17121" W	10° 55' 21.69607" S	11	37° 03' 28.38908"W	10° 53' 34.96010"S
04	37° 04' 44.97904"W	10° 55' 21.02326"S	12	37° 03' 25.29724"W	10° 53' 30.22841"S
05	37° 04' 44.01821"W	10° 55' 18.94729"S	13	37° 03' 30.72725"W	10° 53' 28.78388"S
06	37° 04' 56.88213"W	10° 55' 11.84034"S	14	37° 03' 38.60905"W	10° 52' 49.45481"S
07	37° 04' 57.59699"W	10° 55' 08.68324"S	15	37° 04' 33.30797"W	10° 52' 50.61246"S
08	37° 05' 01.95366"W	10° 55' 05.92913"S	16	37° 03' 11.52140"W	10° 52' 35.56687"S

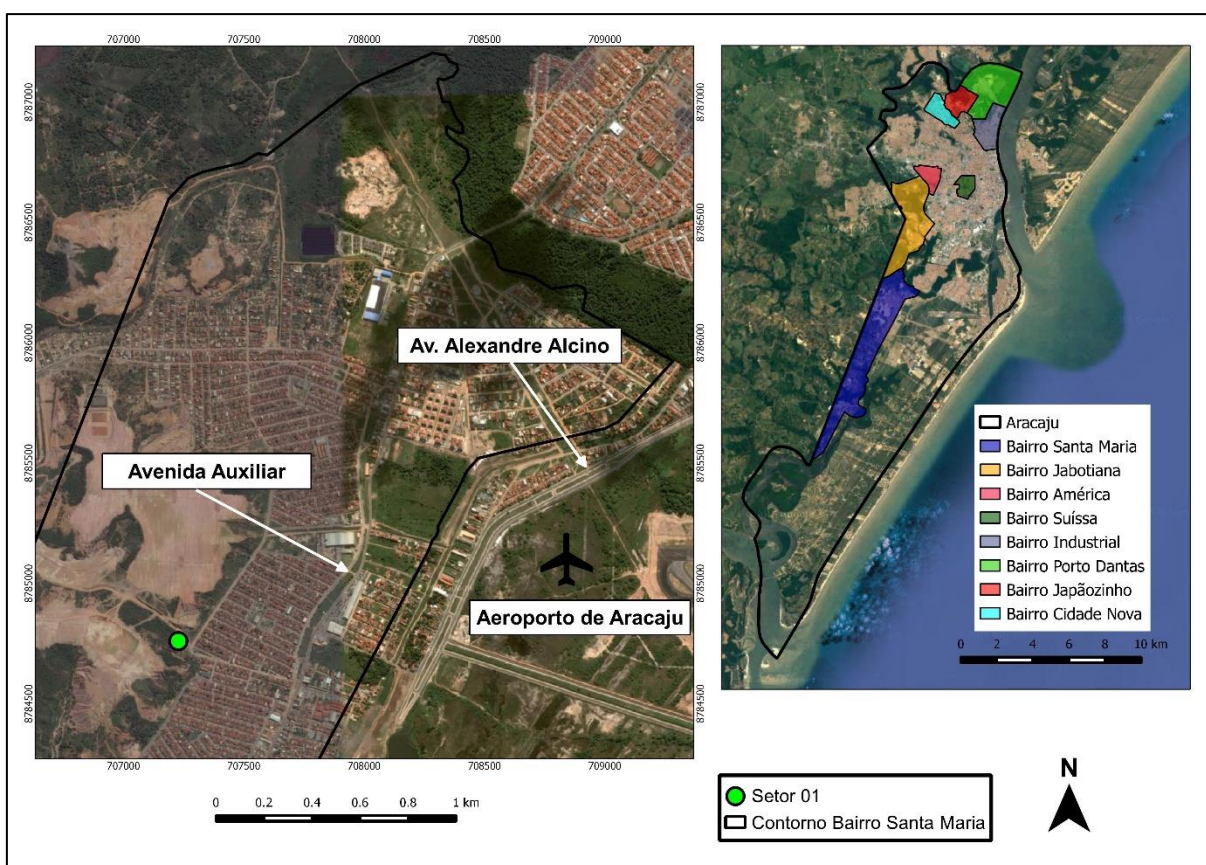
A setorização das áreas foi feita considerando-se a homogeneidade de características visuais, ou seja, ainda que existam setores muito próximos, se eles apresentam características como cobertura vegetal, textura do solo e tratamento, muito diferentes, esses foram considerados setores distintos. Para representar os setores, foram utilizadas imagens de satélite

do Google do ano de 2016 no *software* QGIS® 2.0.1. As características dos setores de encosta estudados são brevemente descritas a seguir, segundo a região da cidade onde se localizam.

a) Região Sul

O setor 01 (Figura 4.1) está situado à rua Contorno Zero Um no bairro Santa Maria, antiga Terra Dura.

Figura 4.1 – Localização do Setor 01 no Bairro Santa Maria.



Fonte: Adaptado do Google (2016).

Após passar por um período de obras de desmonte de alguns morros envolvendo o aeroporto da capital, foi escolhida uma área de talude artificial, a qual está situada a poucos metros do fundo de várias residências e, devido aos cortes com ângulos de inclinação elevados, na ocasião de fortes chuvas, as casas localizadas na base das encostas estão na zona de trajeto do material proveniente de escorregamentos (Figura 4.2).

Figura 4.2 – Residência Situada na Base das Encostas do Setor 01.

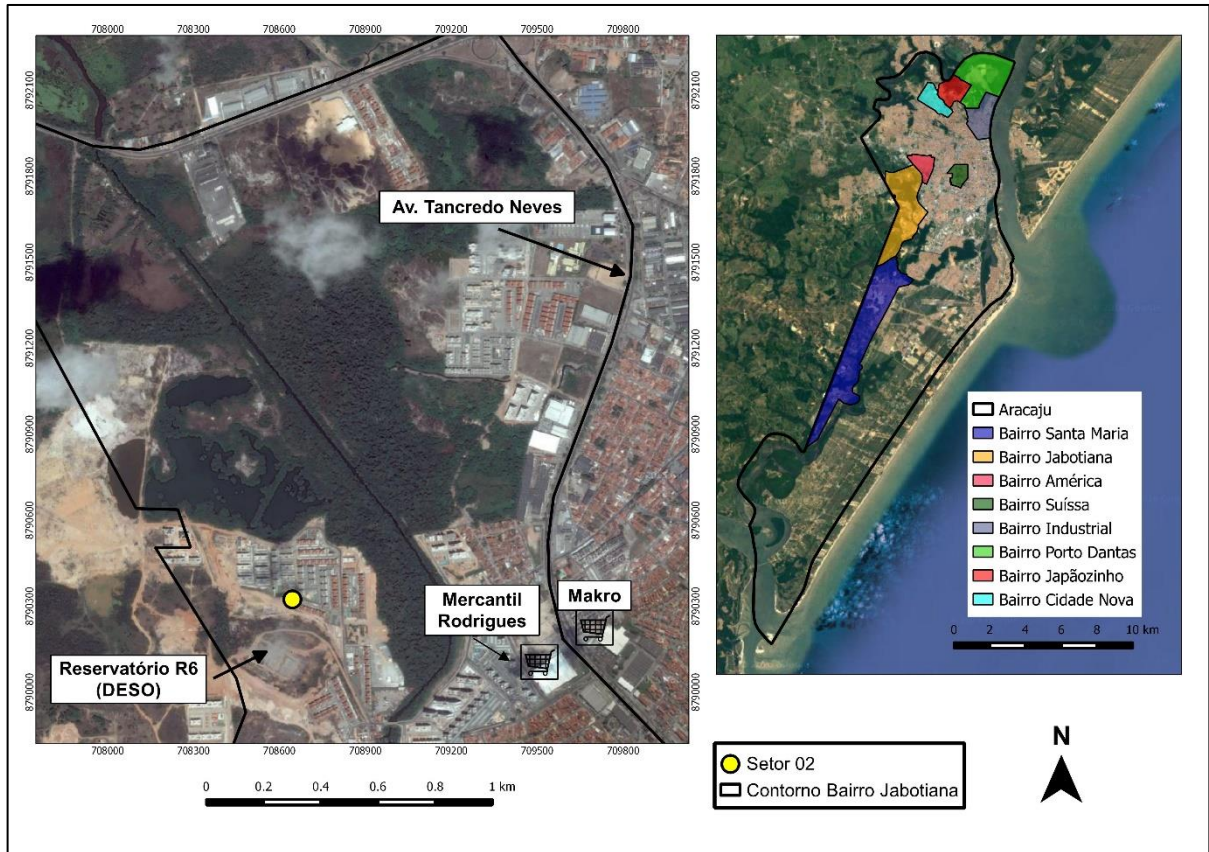


b) Região Oeste

As áreas analisadas na zona oeste de Aracaju localizam-se no bairro América, bairro Jabotiana e no bairro Suíssa.

O setor 02 está situado à rua Josiel de Brito Côrtes no bairro Jabotiana (Figura 4.3). A área do setor 02 está localizada atrás de dois condomínios densamente habitados (Figura 4.4) que já apresentaram sinais de rachaduras nos muros (Figura 4.5), bem como transtornos gerados pelo sedimento carregado que segue até a entrada de um dos condomínios residenciais. Isso levou a adoção, por parte dos administradores dos condomínios, de um método paliativo de tentativa de contenção desse material, que foi a escavação de uma vala entre a encosta e os condomínios (Figura 4.6), porém a longo prazo, essa medida torna-se ineficaz, visto que a vala é preenchida pelos sedimentos e, portanto, perde a sua função. Destaca-se a existência de um reservatório da Companhia de Saneamento de Sergipe (DESO) sobre o setor 02, o que eleva a importância de avaliá-lo, dado o porte da estrutura do reservatório.

Figura 4.3 – Localização do Setor 02 no Bairro Jabotiana.



Fonte: Adaptado do Google (2016).

Figura 4.4 – Condomínios Situados na Base das Encostas do Setor 02.



Figura 4.5 – Rachadura no Muro de um Condomínio no Setor 02.

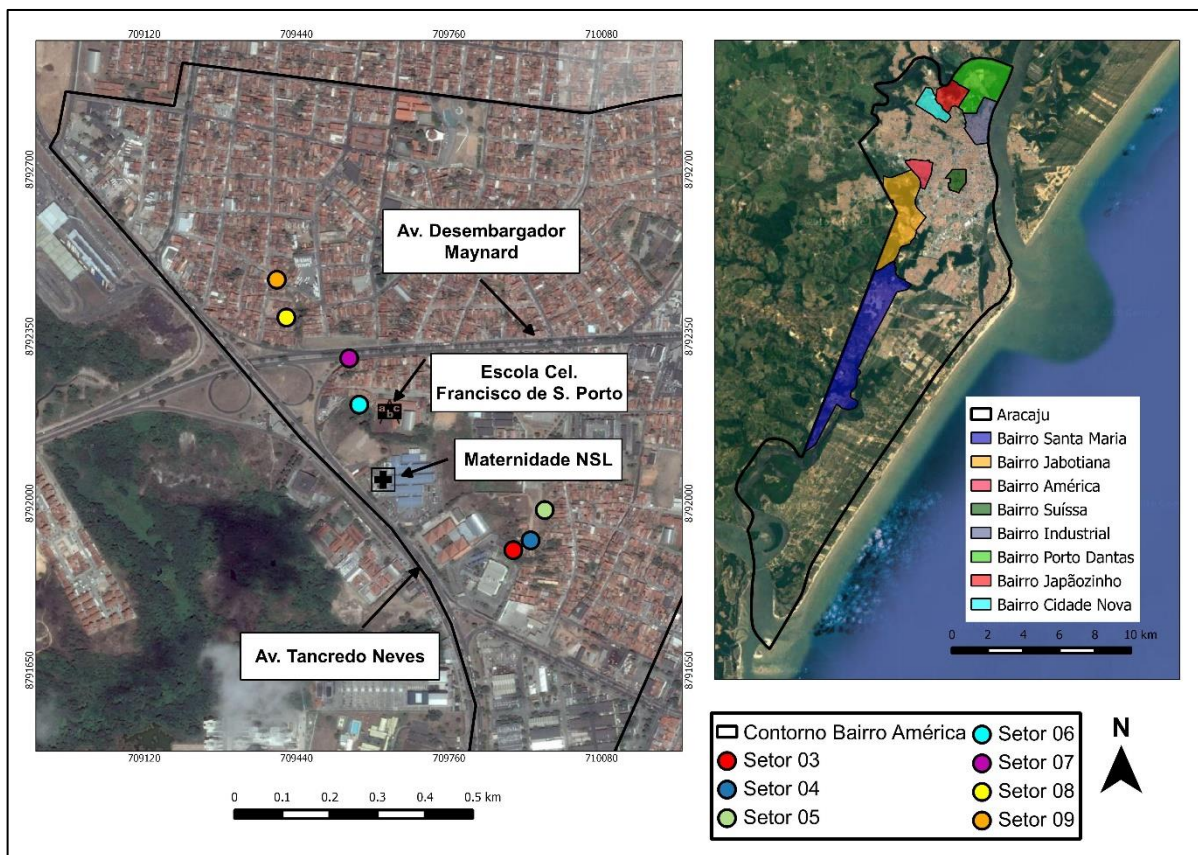


Figura 4.6 – Vala com a Finalidade de Conter os Sedimentos Provenientes dos Deslizamentos.



Dentre os bairros da zona oeste de Aracaju, o que apresenta maior número de setores é o bairro América, com 7 setores no total, enumerados de 03 a 09 (Figura 4.7). O bairro América é um dos que mais geram chamadas de ocorrência para a Defesa Civil Municipal, principalmente na ocasião de uma alta pluviosidade. O bairro caracteriza-se pela ocupação desordenada e a alta densidade habitacional. Os sinais de escorregamentos vão desde ruas parcialmente obstruídas pelo material transportado, até o comprometimento estrutural de residências, o que pode provocar até mesmo a interdição de moradias.

Figura 4.7 – Localização dos Setores 03 a 09 no Bairro América.



Fonte: Adaptado do Google (2016).

O setor 03, situado à avenida Professor José Olinó de Lima Neto no bairro América, além de muitos cortes desordenados, possui uma grande quantidade de lixo (Figura 4.8), perfazendo várias camadas de lixo “aterradas” pelos sucessivos movimentos de massa.

Figura 4.8 – Lixo Acumulado no Setor 03 no Bairro América.



Os setores 04 e 05, situados à rua José Zukerman (atrás do antigo presídio de Aracaju) no bairro América, apesar de muito próximos possuem percentual de cobertura vegetal e tratamento diferentes. Esses setores são caracterizados pela presença de paredes e muros “embarrigados” (Figura 4.9a) e pelo escoamento de águas servidas (Figura 4.9b).

Figura 4.9 – Muro “Embarrigado” e Água Servida Escoando nos Setores 04 e 05 no Bairro América.



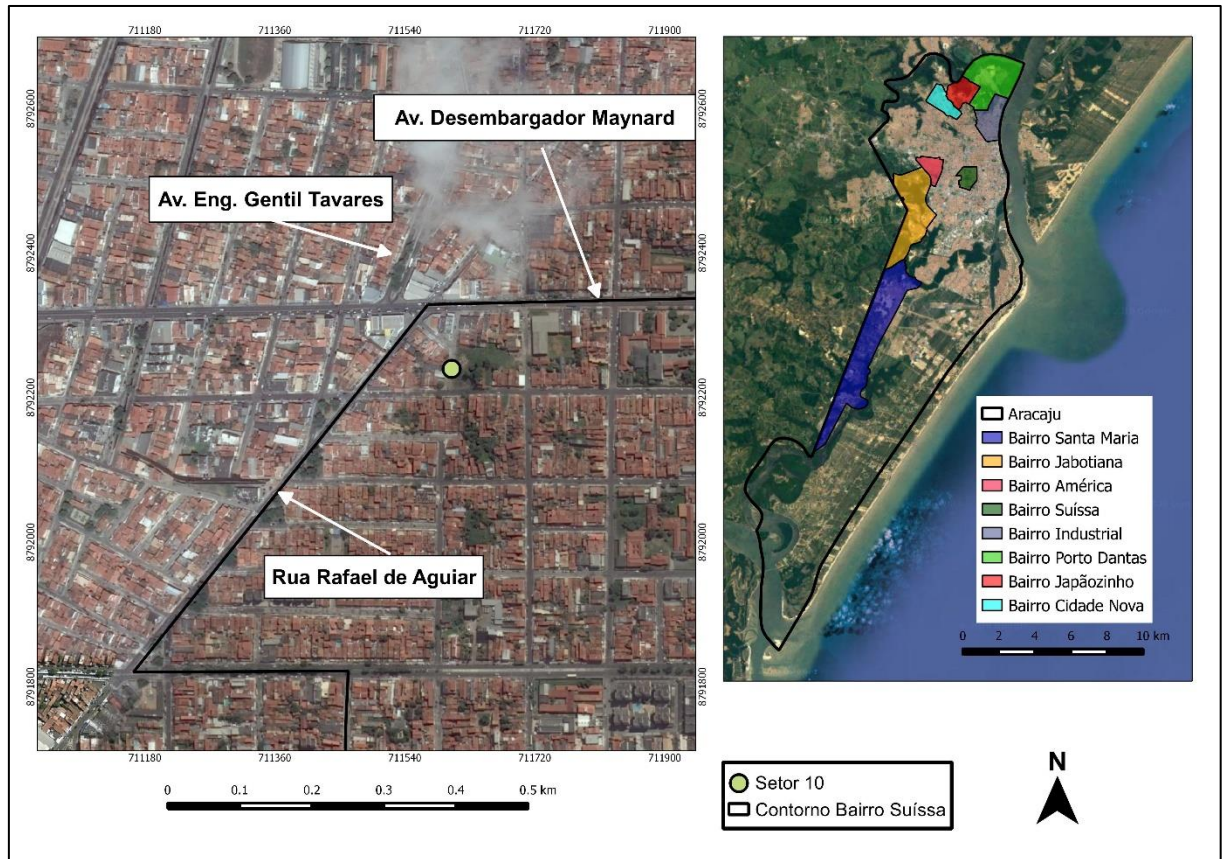
No setor 06, localizado na avenida Tancredo Neves, situa-se uma escola na parte superior da encosta, na qual um muro cedeu como sinal de instabilidade dessas vertentes. No setor 07, localizado na avenida Desembargador Maynard, segundo alguns moradores, houve a interrupção da construção de moradias devido a insegurança da obra provocada pela negligência ao se tratar o terreno localizado na encosta. Os setores 08 e 09, situados às ruas D e I, respectivamente, são caracterizados pelo alto carreamento de material na ocasião de fortes chuvas (Figura 4.10) e o dano em algumas residências.

Figura 4.10 – Sedimentos Carreados Obstruindo Parcialmente a Via no Setor 08.



O setor 10 está localizado na travessa José Vieira de Andrade no bairro Suíssa (Figura 4.11) e foi escolhido por estar situado em uma região com alto índice de relevo acidentado. A Figura 4.12 apresenta a encosta principal do setor 10.

Figura 4.11 – Localização do Setor 10 no Bairro Suíssa.



Fonte: Adaptado do Google (2016).

Figura 4.12 – Encosta do Setor 10.

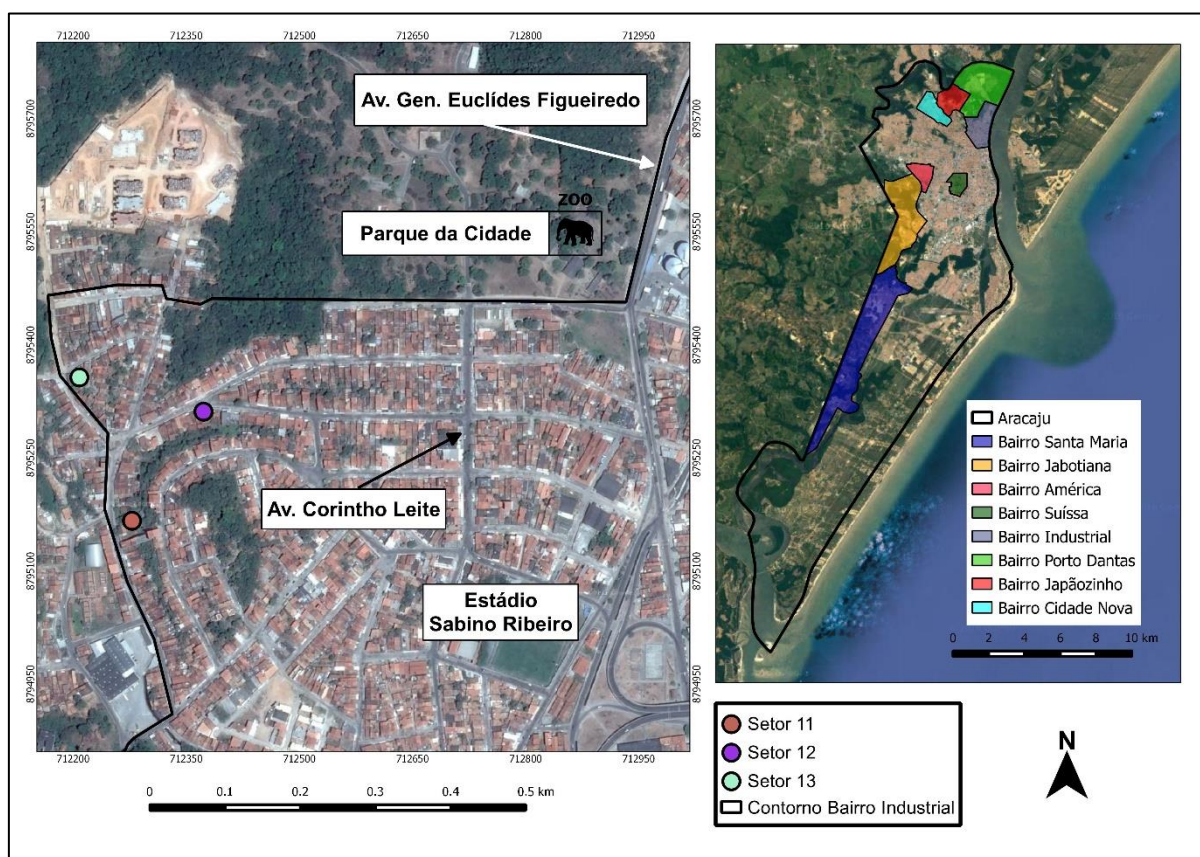


c) Região Norte

Na zona norte de Aracaju, os setores analisados estão localizados nos bairros Industrial, Japãozinho, Cidade Nova e Porto Dantas.

O bairro Industrial também figura dentre os que mais chamam atenção no monitoramento realizado pelos órgãos responsáveis pela gestão de risco de Aracaju, além da ocupação desordenada, o motivo é a alta densidade habitacional. Os setores de 11 a 13 compreendem as áreas estudadas no bairro Industrial (Figura 4.13).

Figura 4.13 – Localização dos Setores 11 a 13 no Bairro Industrial.



Fonte: Adaptado do Google (2016).

O setor 11, situado à avenida Novo Paraíso, apresenta um histórico de instabilidade devido a irregularidades na construção de residências, até mesmo a ocupação ilegal gera o comprometimento das estruturas das edificações (Figura 4.14).

Figura 4.14 – Construções Irregulares no Setor 11.



O setor 12, localizado na rua Curitiba, é caracterizado por algumas residências assentes no topo das encostas, que apresentam sinais de movimentação no terreno, sendo visíveis trincas nas paredes (Figura 4.15). Isso pode ocorrer devido ao avanço indiscriminado das residências chegando muito próximo das cristas das encostas.

Figura 4.15 – Rachadura em Residência no Setor 12.



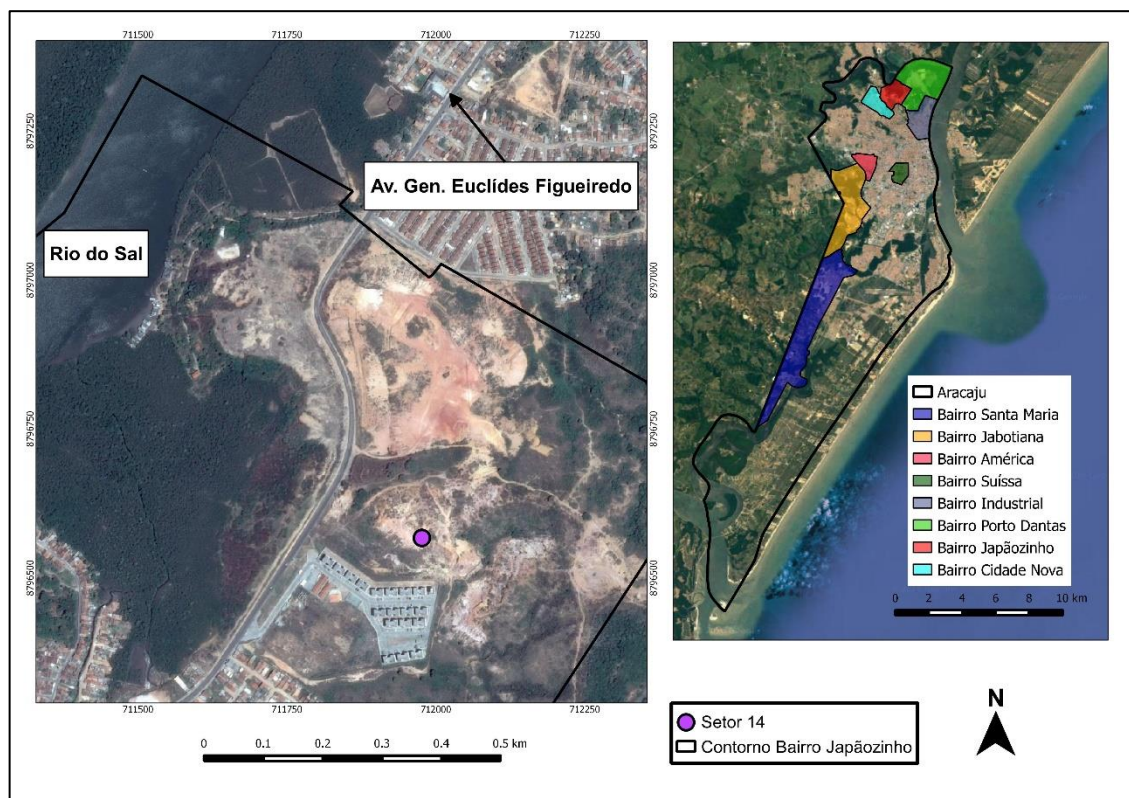
O setor 13 está situado na rua Estrada do Engenho Novo, e houve recentemente um deslizamento que provocou a interdição de três residências (Figura 4.16), sendo que em uma delas o material transportado chegou a invadir a edificação.

Figura 4.16 – Comprometimento de Residência no Setor 13.



O setor 14 está localizado na avenida General Euclides Figueiredo no bairro Japãozinho (Figura 4.17). O setor 14 abrange um condomínio (Figura 4.18) que, segundo relatos de moradores, já sofreu danos na sua estrutura, com o desabamento de parte do muro e o comprometimento da estrutura do reservatório de água.

Figura 4.17 – Localização dos Setor 14 no Bairro Japãozinho.



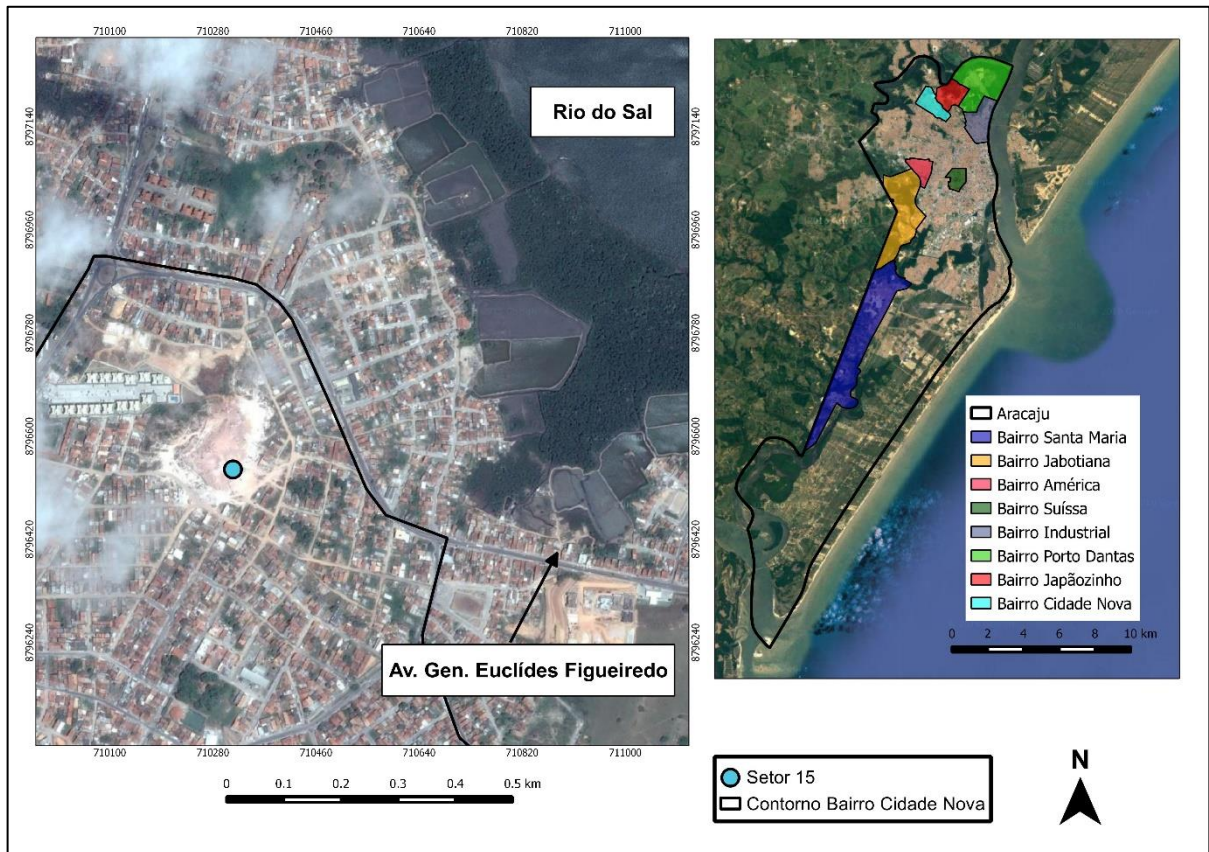
Fonte: Adaptado do Google (2016).

Figura 4.18 – Condomínio Localizado na Base das Encostas do Setor 14.



O setor 15 está localizado na rua São Francisco de Assis no loteamento Moema Meire, situado no bairro Cidade Nova (Figura 4.19).

Figura 4.19 – Localização dos Setor 15 no Bairro Cidade Nova.



Fonte: Adaptado do Google (2016).

O setor 15 foi escolhido para análise por estar em uma região em expansão, ou seja, com a finalidade de auxiliar na orientação do estabelecimento dessas novas residências optou-se por incluí-lo neste trabalho. Além disso, as encostas do setor apresentam material do tipo arenito com reação a erosão diferente (Figura 4.20), sendo menos resistente na base e com material mais consolidado na crista das encostas formando blocos (Figura 4.21). Dessa forma, a remobilização do material na base pode provocar o tombamento de blocos que podem atingir as residências mais próximas.

Figura 4.20 – Feições Erosivas Observadas no Setor 15 no Bairro Cidade Nova.

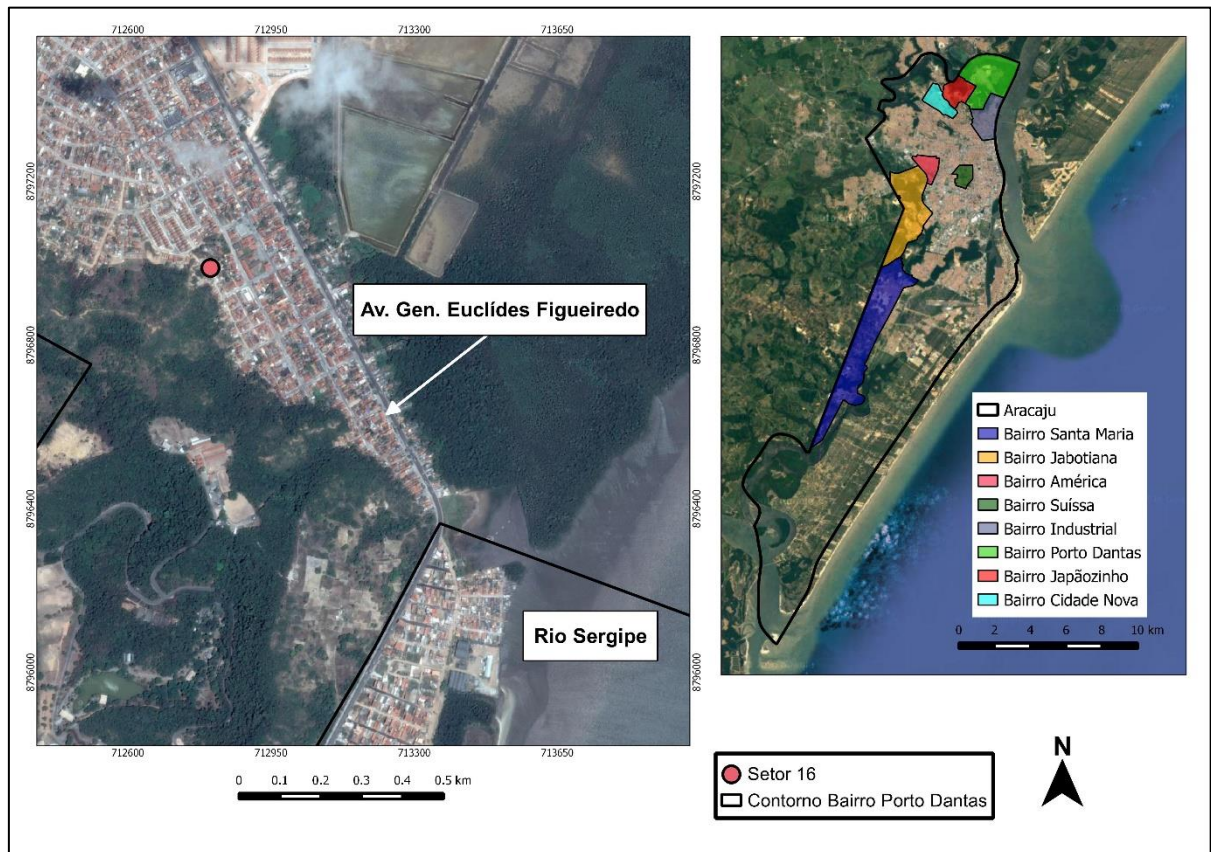


Figura 4.21 – Blocos Sobre as Encostas do Setor 15.



O setor 16 está localizado na rua D no bairro Porto Dantas (Figura 4.22), e foi escolhido devido a um histórico de estabelecimento recorrente de moradias nas encostas e a retirada das mesmas pelos órgãos competentes. A Figura 4.23 apresenta a encosta principal do setor 16.

Figura 4.22 – Localização dos Setor 16 no Bairro Porto Dantas.



Fonte: Adaptado do Google (2016).

Figura 4.23 – Visão Geral do Setor 16.



4.2. Análise de Risco de Movimentos Gravitacionais de Massa em Aracaju

Inicialmente escolheu-se a metodologia qualitativa de atribuição de graus de risco de Gusmão Filho *et al.* (1992) para ser empregada na análise de risco de deslizamento. Esta metodologia foi selecionada por já ter sido aplicada na região Nordeste, como exemplo citam-se os trabalhos de Alheiros (1998), Bandeira (2003), Moura *et al.* (2006) e Stumpf & Freitas Neto (2012).

Foram realizadas visitas preliminares com o apoio da Defesa Civil Municipal de Aracaju às áreas de encostas escolhidas. Com base nas visitas realizadas para verificar as características de cada encosta e no trabalho de Alheiros (1998), foi elaborada uma ficha de avaliação de campo que leva em consideração as características da cidade de Aracaju. Essa ficha contempla os parâmetros físicos e ambientais, representados pelos fatores de risco (topográfico, geológico e ambiental) e seus respectivos atributos que afetam a estabilidade das encostas (Quadro 4.2). O atributo saneamento, foi acrescentado de acordo com a adaptação de Moura *et al.* (2006) e correspondente a existência ou não de tratamento de esgoto.

Quadro 4.2 – Fatores de Risco e Grupos de Atributos.

Topográfico	Geológico	Ambiental
Altura da encosta Extensão da encosta Declividade da encosta Morfologia (Perfil) Morfologia (Planta)	Litologia Estrutura Textura Movimento e transporte de massa	Vegetação Drenagem Cortes Densidade populacional Saneamento Tratamento

O fator de risco topográfico depende dos atributos altura, extensão e declividade da encosta e da morfologia em perfil e em planta. As morfologias, tanto em planta quanto em perfil, foram verificadas nas visitas às encostas.

A altura e a declividade das encostas foram conhecidas utilizando-se o método relativo de levantamento geodésico, em que um aparelho GPS com precisão topográfica, da marca Ashtech, modelo Promark 100, foi utilizado na ocupação dos pontos desejados, ou seja, um ponto na base e um na crista de cada encosta, visando o conhecimento das coordenadas horizontais e verticais. O método relativo baseia-se na ocupação simultânea nos pontos requeridos e em uma estação de coordenadas conhecidas. Neste trabalho o ponto de coordenadas conhecidas considerado foi a estação da RBMC (Rede Brasileira de Monitoramento Contínuo), situada na laje do Departamento de Engenharia Agrônômica, sobre

o LabGTM (Laboratório de Geoprocessamento, Topografia e Modelagem) da Universidade Federal de Sergipe.

Foi escolhido como procedimento de levantamento o posicionamento relativo estático rápido executado de acordo com a norma do INCRA para o georreferenciamento de imóveis rurais de 2010. Esse método é uma variação do método estático, para bases curtas, até 20km. No levantamento realizado, a distância entre a base fixa da RBMC e o receptor móvel foi no máximo de 8km. Esse tipo de levantamento segue as mesmas diretrizes do método estático convencional, com apenas uma ocupação e não necessita de inicialização da unidade móvel em um ponto com coordenadas conhecidas para resolver possíveis ambiguidades. Diferente do método estático convencional o tempo de ocupação, no método estático rápido, é menor, entre 5 e 30 minutos. Para o levantamento realizado neste trabalho a ocupação foi de aproximadamente 8 minutos em cada ponto. A taxa de gravação do receptor móvel foi igual à da estação fixa, de 15 segundos.

O pós-processamento dos dados fornecidos pelo receptor móvel e pela base da RBMC foi executado utilizando-se o software GNSS SOLUTIONS® da Ashtech. Através do pós-processamento foi possível obter as coordenadas horizontais dos pontos no sistema GMS (grau, minuto e segundo) e as coordenadas verticais (altitudes geométricas) no DATUM WGS 84. Através dos software MAPGEO® e PROGRID® tornou-se possível converter as coordenadas verticais em altitudes ortométricas e as coordenadas horizontais para o sistema UTM, respectivamente. A diferença entre as altitudes ortométricas dos pontos no topo e na base de cada encosta fornece a altura dos taludes. As coordenadas UTM foram inseridas no software AUTOCAD®, estabelecendo-se os pontos desejados, mediu-se a distância entre eles, o que tornou possível conhecer a declividade de cada encosta através da razão entre a altura e a distância horizontal entre os pontos da base e da crista da encosta, expressa em porcentagem. No pós-processamento foi considerado o erro máximo aceitável de 0,60m para a análise de risco potencial de ruptura de encostas. A escolha do método estático rápido permitiu que as coordenadas de todos os pontos se enquadrassem no erro admissível.

No Quadro 4.3 seguem os principais dados obtidos pelo pós-processamento dos levantamentos. Observa-se que todos os valores de PDOP (*Positional Dilution of Precision*) permaneceram dentro do limite recomendável para o levantamento estático e estático rápido, ou seja, menor ou igual a 6 (INCRA, 2010). Os erros apresentados foram considerados aceitáveis para a proposta de determinação das características topográficas das encostas (altura

e declividade). O número de satélites rastreados simultaneamente a cada ocupação foi satisfatório, já que o valor mínimo recomendável para o levantamento estático e estático rápido é de 5 satélites (INCRA, 2010).

Quadro 4.3 – Dados do Levantamento com GPS.

Setores	Pontos Coletados	Coordenadas (Grau, Minuto e Segundo)		Altitude Geométrica (m)	Nº Satélites	PDOP	Erro (m)
		Longitude	Latitude				
01	Base	37° 06' 12.49649"W	10° 59' 14.63484"S	17,513	7	2,5	0,262
	Crista	37° 06' 12.82469"W	10° 52' 14.89415"S	30,884	9	1,7	0,024
02	Base	37° 05' 26.97797"W	10° 56' 13.30078"S	8,306	9	1,9	0,016
	Crista	37° 05' 26.70360"W	10° 56' 14.17707"S	25,056	11	2,1	0,019
03	Base	37° 04' 46.17121" W	10° 55' 21.69607" S	3,485	5	6,0	0,044
	Crista	37° 04' 45.36644" W	10° 55' 20.96984" S	17,370	9	1,9	0,335
04	Base	37° 04' 44.97904"W	10° 55' 21.02326"S	8,352	10	2,0	0,305
	Crista	37° 04' 45.47886"W	10° 55' 20.00805"S	18,282	11	1,5	0,020
05	Base	37° 04' 44.01821"W	10° 55' 18.94729"S	5,435	8	2,1	0,184
	Crista	37° 04' 44.84805"W	10° 55' 18.20581"S	17,460	10	1,7	0,020
06	Base	37° 04' 56.88213"W	10° 55' 11.84034"S	3,875	7	5,5	0,256
	Crista	37° 04' 56.66231"W	10° 55' 11.15557"S	15,464	8	2,3	0,238
07	Base	37° 04' 57.59699"W	10° 55' 08.68324"S	10,696	6	4,4	0,287
	Crista	37° 04' 58.33362"W	10° 55' 08.97920"S	18,194	8	2,7	0,047
08	Base	37° 05' 01.95366"W	10° 55' 05.92913"S	3,085	6	2,6	0,176
	Crista	37° 05' 01.08111"W	10° 55' 06.34394"S	19,639	8	4,0	0,028
09	Base	37° 05' 02.62955"W	10° 55' 03.34690"S	5,063	6	3,4	0,285
	Crista	37° 05' 02.48014"W	10° 55' 03.10112"S	14,219	10	2,5	0,021
10	Base	37° 03' 49.93415"W	10° 55' 10.34355"S	-2,168	8	2,1	0,022
	Crista	37° 03' 49.08615"W	10° 55' 10.61598"S	12,779	8	2,0	0,347
11	Base	37° 03' 28.38908"W	10° 53' 34.96010"S	-4,790	6	6,0	0,213
	Crista	37° 03' 27.51323"W	10° 53' 34.47507"S	10,893	7	3,8	0,033
12	Base	37° 03' 25.29724"W	10° 53' 30.22841"S	-2,659	7	3,1	0,190
	Crista	37° 03' 24.95824"W	10° 53' 30.85900"S	13,361	9	2,5	0,434
13	Base	37° 03' 30.72725"W	10° 53' 28.78388"S	-3,936	6	3,4	0,410
	Crista	37° 03' 30.51325"W	10° 53' 28.72268"S	2,689	7	3,3	0,189
14	Base	37° 03' 38.60905"W	10° 52' 49.45481"S	6,423	7	3,3	0,231
	Crista	37° 03' 38.40772"W	10° 52' 48.59846"S	26,571	10	2,1	0,032
15	Base	37° 04' 33.30797"W	10° 52' 50.61246"S	24,218	8	2,5	0,543
	Crista	37° 04' 33.59738"W	10° 52' 50.41558"S	37,118	9	1,9	0,024
16	Base	37° 03' 11.52140"W	10° 52' 35.56687"S	-0,032	9	1,9	0,195
	Crista	37° 03' 11.82075"W	10° 52' 35.67431"S	8,802	9	1,9	0,028

Os valores do atributo extensão da encosta foram conhecidos através de imagens de satélite do Google Earth do ano de 2014.

O conjunto de atributos referente ao fator de risco geológico é constituído pelas características dos solos das encostas, são elas: litologia, estrutura, textura e movimento e transporte de massa.

A litologia foi definida com o auxílio dos trabalhos de Ponte (1969), Schaller (1969), Cunha (1980), Van der Ven *et al.* (1989), Feijó (1994), que tratam da bacia Sergipe - Alagoas, e o trabalho de Araújo (2006a). Através da consulta aos trabalhos citados, foi possível verificar que os morros existentes em Aracaju são elaborados sob a litologia do Grupo Barreiras.

A estrutura característica dos solos, estratigrafia das encostas, correspondente aos sedimentos do Grupo Barreiras, que segundo Gusmão Filho *et al.* (1982) são estratificados quase horizontalmente. Essa condição foi exposta por Severo (2011), onde as camadas de deposição dos sedimentos do Grupo Barreiras foram representadas horizontalmente (Figura 3.12). A textura foi definida através da análise tátil-visual realizada nas visitas de campo. A identificação de processos de movimento e transporte de massa também foi realizada nas visitas às áreas de encostas.

Os atributos do fator ambiental foram: vegetação, drenagem, cortes, densidade populacional, saneamento e tratamento. Apenas a densidade populacional não foi definida em campo. Neste trabalho foram considerados dados obtidos através do SIUG (Sistema de Informações Urbanísticas Georreferenciadas) na página da internet da SEPLOG (Secretaria Municipal do Planejamento, Orçamento e Gestão) de Aracaju, onde estão disponíveis as informações mais atualizadas referentes a demografia dos bairros da cidade.

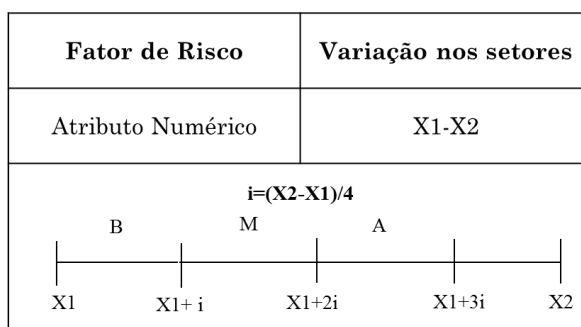
Diante das observações em campo e da tabulação dos dados, foram estabelecidas quatro faixas de grau de risco (Quadro 4.4): R1 (Risco Baixo); R2 (Risco Médio); R3 (Risco Alto); e R4 (Risco Muito Alto), para cada atributo considerado.

Quadro 4.4 – Termos Correspondentes a Cada Grau de Risco.

Grau de Risco	Termo Correspondente
1	Baixo
2	Médio
3	Alto
4	Muito Alto

Para avaliar o grau de risco dos atributos associando-os aos quatro números, observou-se seus valores extremos (X_1 e X_2), obtidos nas encostas, e dividiu-se o intervalo em quatro faixas para encontrar o incremento “ i ” (Figura 4.24). Assim, foi possível conhecer o intervalo correspondente a cada grau de risco e consequentemente, a cada termo linguístico. Isso foi feito para todos os atributos numéricos, como: altura da encosta, extensão da encosta, declividade da encosta e densidade populacional. A variação dos valores de tais atributos é mostrada no Quadro 4.5.

Figura 4.24 – Divisão das Faixas de Grau de Risco dos Atributos Numéricos.



Fonte: Modificada de Bandeira (2003).

Quadro 4.5 – Variação dos Valores dos Atributos Numéricos da Avaliação em Aracaju.

Atributos	Variação dos Valores nas Encostas
Altura da Encosta (m)	6,63-20,15
Extensão da Encosta (m)	16,1-589,0
Declividade da Encosta (%)	48,0-223,1
Densidade Populacional (hab/ha)	16,6 -124,9

Os cálculos do risco topográfico, geológico e ambiental foi feito pela média aritmética dos valores de risco atribuídos aos seus respectivos atributos. Nas equações de 4.1 a 4.3 são apresentados os cálculos do risco topográfico, geológico e ambiental.

$$RT = \frac{\sum \text{Atributos}}{5} \quad (4.1)$$

$$RG = \frac{\sum \text{Atributos}}{4} \quad (4.2)$$

$$RA = \frac{\sum \text{Atributos}}{5} \quad (4.3)$$

Neste trabalho foi considerada a proposta de ALHEIROS (1998) para o fator redutor do risco ambiental devido ao tratamento, considerando-se quatro faixas de grau de risco, expresso aplicando-se a Equação 4.4.

$$RA_t = RA_i - \left[\left(\frac{RA_i - 1}{3} \right) \cdot (4 - T) \right] \quad (4.4)$$

Onde,

RA_t: risco de um atributo ambiental incluindo o tratamento;

RA_i: risco de um atributo ambiental sem tratamento;

T: nota do tratamento.

O cálculo do risco final foi realizado através da proposta de Alheiros (1998), atribuindo-se peso 2 para o fator topográfico, peso 1 para o fator geológico e peso 3 para o fator ambiental, visto que esse depende principalmente da ação antrópica (Equação 4.5).

$$RF = \left[\frac{(2RT) + (1RG) + (3RA_t)}{6} \right] \quad (4.5)$$

RF: risco final do setor;

RT: risco topográfico;

RG: risco geológico;

RA_t: risco ambiental incluindo a nota do tratamento.

As faixas equivalentes a cada termo linguístico dos graus de risco finais foram estabelecidas através da divisão linear do intervalo entre o menor e o maior valor de risco final em quatro faixas, conforme o Quadro 4.4.

4.3. Análise de Perigo de Movimentos Gravitacionais de Massa em Aracaju

A metodologia de Faria (2011) foi selecionada para a realização da análise de perigo de deslizamento na cidade de Aracaju. O primeiro passo para a aplicação da metodologia proposta por Faria (2011) é a definição da natureza dos setores de encosta selecionados. As encostas foram classificadas em encostas naturais e taludes de corte em solo/rocha. O Quadro 4.6 indica a classificação de cada setor de encosta.

Quadro 4.6 – Natureza e Processos de Escorregamentos das Encostas/Taludes.

Setor	Natureza da encosta	Processo de escorregamento
01	Talude de corte em solo/rocha	Escorregamento solo/rocha
02	Talude de corte em solo/rocha	Escorregamento solo/rocha
03	Encosta natural	Escorregamento raso de solo
04	Talude de corte em solo/rocha	Escorregamento solo/rocha
05	Talude de corte em solo/rocha	Escorregamento solo/rocha
06	Encosta natural	Escorregamento raso de solo
07	Talude de corte em solo/rocha	Escorregamento solo/rocha
08	Encosta natural	Escorregamento raso de solo
09	Encosta natural	Escorregamento raso de solo
10	Encosta natural	Escorregamento raso de solo
11	Talude de corte em solo/rocha	Escorregamento solo/rocha
12	Encosta natural	Escorregamento raso de solo
13	Encosta natural	Escorregamento raso de solo
14	Talude de corte em solo/rocha	Escorregamento solo/rocha
15	Talude de corte em solo/rocha	Escorregamento solo/rocha
16	Encosta natural	Escorregamento raso de solo

Os indicadores de perigo considerados na análise baseada na metodologia AHP foram os mesmos escolhidos por Faria (2011), para as encostas naturais e taludes de corte, fundamentados na metodologia do Ministério das Cidades, são eles: amplitude, declividade, uso/cobertura do solo, nível d'água, água superficial, material e estrutura geológica. Os indicadores de perigo e as suas respectivas classes são apresentados no Quadro 4.7. Além dos indicadores de perigo adotados por Faria (2011) para encostas naturais e taludes de corte, adotou-se também o mesmo número de classes para cada indicador. Considerou-se as mesmas classes, com exceção da amplitude, declividade e material, que corresponderam às características locais.

Quadro 4.7 – Indicadores e Classes de Perigo do Município de Aracaju.
(continua)

Indicadores de perigo	Classes	
	Encostas naturais	Talude de corte em solo/rocha
Amplitude (m)	<9 9-14 >14	<9 9-13 13-16 >16
Declividade (°)	<35 35-50 >50	<30 30-35 35-45 >45
Uso/cobertura	Arbórea Arbustiva Campo-cultura Cobertura urbana Solo exposto	Arbórea Arbustiva Campo-cultura Cobertura urbana Solo exposto

Quadro 4.7 – Indicadores e Classes de Perigo do Município de Aracaju.
(conclusão)

Indicadores de perigo	Classes	
	Encostas naturais	Talude de corte em solo/rocha
Nível d'água	Não observado Surgência	Não observado Surgência
Material	Solo residual Grupo Barreiras	Solo residual Grupo Barreiras
Água superficial	Concentração baixa Concentração média Concentração alta Linha de drenagem	Concentração baixa Concentração média Concentração alta Linha de drenagem
Estrutura geológica	Não observada Favorável à estabilidade Desfavorável à estabilidade	Não observada Favorável à estabilidade Desfavorável à estabilidade

O indicador de perigo amplitude equivale a diferença entre as cotas da base e do topo do setor, no caso de encostas naturais. Em se tratando de taludes de corte, a amplitude corresponde à altura do talude. A declividade, nessa metodologia de análise de perigo, é expressa em graus ($^{\circ}$). As classes da amplitude e da declividade foram definidas nos trabalhos de campo através do levantamento geodésico descrito no item 4.2 de acordo com a influência na estabilidade da encosta/talude.

A metodologia de Faria (2011) também considera a presença de cobertura vegetal como favorável a estabilidade da encosta e divide o indicador de perigo uso/cobertura do solo em 5 classes. A classe arbórea compreende locais de mata pouco degradada com vegetação arbórea de médio a grande porte. A classe arbustiva equivale a setores caracterizados pela presença de arbustos e vegetação arbórea de pequeno porte. A classe campo/cultura abrange locais com vegetação rasteira e/ou áreas de plantio, incluindo bananeiras, muito comuns em alguns setores da zona oeste e zona norte. Cobertura urbana corresponde a áreas impermeabilizadas pela densa ocupação urbana. As áreas que equivalem a classe de solo exposto são aquelas caracterizadas pelo desmatamento. O enquadramento de cada setor nas classes do uso/cobertura do solo foi realizado através das observações em campo.

As classes referentes ao nível d'água representam a observação ou não da surgência de água na encosta. As classes as quais pertenciam os setores também foram definidas nos trabalhos de campo.

O indicador de perigo material refere-se ao tipo de material que compõe o substrato das encostas/taludes e foram selecionados da mesma forma que o atributo litologia da análise de risco abordada no item 4.2, ou seja, com o auxílio dos trabalhos publicados pela Petrobrás e o trabalho de Araújo (2006a). As classes desse indicador foram: solo residual e sedimentos do Grupo Barreiras. Tanto para encostas naturais quanto para taludes de corte.

As classes do indicador de perigo água superficial foram divididas em 4. As áreas com concentração baixa são caracterizadas pela presença de drenagem superficial ou com vazamentos incipientes. A concentração média é caracterizada pela ocorrência de vazamentos significativos nos sistemas de abastecimento de água ou nas tubulações de águas servidas e a presença de algum sistema de drenagem superficial. A classe concentração alta equivale a áreas onde existem muitos pontos de vazamentos ou a ausência de sistemas de águas pluviais, como também a presença de fossas negras. Linha de drenagem ocorre quando o solo apresenta umidade elevada com forte tendência de assumir a condição saturada durante períodos chuvosos.

As classes referentes à estrutura geológica foram divididas em não observada, favorável à estabilidade e desfavorável à estabilidade. As estruturas correspondentes aos sedimentos do Grupo Barreiras foram consideradas sub-horizontais (Gusmão Filho *et al.*, 1982), em outros casos, considerou-se a estrutura homogênea. De toda forma, em geral a estrutura das encostas/taludes, quando observadas, foram favoráveis à estabilidade.

4.3.1. Análise de Sensibilidade

As comparações paritárias dos indicadores de perigo e suas classes sugeridas pelo método AHP, foram baseadas na escala de julgamentos de Saaty (1987). Neste trabalho foram considerados os julgamentos realizados por Faria (2011).

a) Deslizamento em Encostas Naturais

Assim como no trabalho de Faria (2011), em encostas naturais sujeitas ao processo de escorregamento raso de solo, foram selecionados 7 indicadores de perigo, gerando 49 combinações na matriz recíproca (Quadro 4.8), que foi recalculada neste trabalho. A matriz normalizada obtida através da relação entre os julgamentos e o somatório para cada indicador de perigo é mostrada no Quadro 4.9.

O autovetor representa a importância dos indicadores de perigo no processo de escorregamento em encostas naturais. Neste caso, a maior importância é da declividade, seguida pela cobertura vegetal, nível d'água, água superficial, amplitude, material e estrutura geológica.

Quadro 4.8 – Matriz Recíproca dos Indicadores de Perigo.

Indicadores	Amp.	Dec.	Uso/ Cobertura	NA	Água sup.	Material	Est. geo.
Amp.	1	1/5	1/3	1/3	2	2	5
Dec.	5	1	3	3	2	5	7
Uso/Cobertura	3	1/3	1	2	2	5	5
NA	3	1/3	1/2	1	3	3	8
Água sup.	1/2	1/2	1/2	1/3	1	3	5
Material	1/2	1/5	1/5	1/3	1/3	1	3
Est.geo.	1/5	1/7	1/5	1/8	1/5	1/3	1
Somatório	13,20	2,71	5,73	7,13	10,53	19,33	34,00
Amp. = Amplitude; Dec.= Declividade; NA = Nível d'água; Água sup. = Água superficial; Est. geo. = Estrutura geológica.							

Fonte: Adaptado de Faria (2011).

Quadro 4.9 – Matriz Normalizada dos Indicadores de Perigo.

Indicadores	Amp.	Dec.	Uso/ Cobertura	NA	Água sup.	Material	Est. geo.	Autovetor
Amp.	0,076	0,074	0,058	0,047	0,190	0,103	0,147	9,93%
Dec.	0,379	0,369	0,523	0,421	0,190	0,259	0,206	33,52%
Uso/Cobertura	0,227	0,123	0,174	0,281	0,190	0,259	0,147	20,01%
NA	0,227	0,123	0,087	0,140	0,285	0,155	0,235	17,90%
Água sup.	0,038	0,185	0,087	0,047	0,095	0,155	0,147	10,77%
Material	0,038	0,074	0,035	0,047	0,032	0,052	0,088	5,21%
Est.geo.	0,015	0,053	0,035	0,018	0,019	0,017	0,029	2,66%
Somatório	1	1	1	1	1	1	1	100,00%
Amp. = Amplitude; Dec.= Declividade; NA = Nível d'água; Água sup. = Água superficial; Est. geo. = Estrutura geológica.								

Fonte: Adaptado de Faria (2011).

Para determinar a consistência dos julgamentos dos indicadores de perigo, calculou-se o autovalor ($\lambda_{\text{máx}}$) que foi igual a 7,69 e o índice de consistência (IC) igual a 11,44%. A razão de consistência calculada apresentou o valor igual a 8,67%, ou seja, menor do que 10%. Portanto os resultados foram satisfatórios.

Foram adotadas 3 classes de atributos para a amplitude, resultando em 9 comparações paritárias na matriz recíproca (Quadro 4.10). Os intervalos referentes a cada classe foram definidos de acordo com os dados obtidos em Aracaju através do levantamento geodésico

descrito no item 4.2. A análise de sensibilidade fornece a matriz normalizada do Quadro 4.11. A maior importância foi dada ao maior valor de amplitude, ou seja, amplitudes acima de 14 metros, amplitudes entre 9 e 14 metros receberam o segundo maior peso, e por fim, amplitudes menores do que 9 metros receberam o menor peso.

Quadro 4.10 – Matriz Recíproca das Classes da Amplitude.

Classes	<9	9-14	>14
<9	1	1/4	1/9
9-14	4	1	1/4
>14	9	4	1
Somatório	14,00	5,25	1,36

Fonte: Modificado de Faria (2011).

Quadro 4.11 – Matriz Normalizada das Classes da Amplitude.

Classes	<9	9-14	>14	Autovetor
<9	0,071	0,048	0,082	6,69%
9-14	0,286	0,190	0,184	22,00%
>14	0,643	0,762	0,735	71,32%
Somatório	1,00	1,00	1,00	100,00%

Fonte: Modificado de Faria (2011).

A declividade contou com 3 classes, referentes aos setores selecionados. A matriz recíproca resultou em 9 comparações paritárias (Quadro 4.12) e a matriz normalizada forneceu os valores do autovetor (Quadro 4.13).

Quadro 4.12 – Matriz Recíproca das Classes da Declividade.

Classes	<35°	35°-50°	>50°
<35°	1	1/4	1/9
35°-50°	4	1	1/4
>50°	9	4	1
Somatório	14,00	5,25	1,36

Fonte: Modificado de Faria (2011).

Quadro 4.13 – Matriz Normalizada das Classes da Declividade.

Classes	<35°	35°-50°	>50°	Autovetor
<35°	0,071	0,048	0,082	6,69%
35°-50°	0,286	0,190	0,184	22,00%
>50°	0,643	0,762	0,735	71,32%
Somatório	1,00	1,00	1,00	100,00%

Fonte: Modificado de Faria (2011).

O maior peso foi atribuído a classe com maior declividade, portanto, para declividades acima de 50°, para declividades entre 35° e 50° atribuiu-se o segundo maior peso, enquanto o menor peso foi conferido a classe com declividade abaixo de 35°.

A matriz de comparação paritária das classes do indicador uso/cobertura do solo é apresentada no Quadro 4.14 com 25 combinações. As classes adotadas foram iguais às que constam no trabalho de Faria (2011). A matriz normalizada é mostrada no Quadro 4.15.

Quadro 4.14 – Matriz Recíproca das Classes do Uso/Cobertura do Solo.

Classes	Arbórea	Arbustiva	Campo-cultura	Cobertura urbana	Solo exposto
Arbórea	1	1/3	1/5	1/5	1/9
Arbustiva	3	1	1/3	1/5	1/8
Campo-cultura	5	3	1	1	1/5
Cobertura urbana	5	5	2	1	1/4
Solo exposto	9	8	5	4	1
Somatório	23,00	17,33	8,53	5,90	1,69

Fonte: Adaptado de Faria (2011).

Quadro 4.15 – Matriz Normalizada das Classes do Uso/Cobertura do Solo.

Classes	Arbórea	Arbustiva	Campo-cultura	Cobertura urbana	Solo exposto	Autovetor
Arbórea	0,043	0,019	0,023	0,034	0,066	3,72%
Arbustiva	0,130	0,058	0,039	0,034	0,074	6,70%
Campo-cultura	0,217	0,173	0,117	0,085	0,119	14,22%
Cobertura urbana	0,217	0,288	0,234	0,169	0,148	21,16%
Solo exposto	0,391	0,462	0,586	0,678	0,593	54,20%
Somatório	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	100,00%

Fonte: Adaptado de Faria (2011).

Percebe-se então que, em ordem decrescente, os pesos foram atribuídos na seguinte ordem: solo exposto, cobertura urbana, campo-cultura, cobertura arbustiva e cobertura arbórea. Os pesos foram atribuídos de acordo com a relevância dos atributos desencadeadores dos deslizamentos.

O indicador de perigo nível d'água possui duas classes de atributos gerando a matriz recíproca de ordem 2 mostrada no Quadro 4.16. A matriz normalizada das classes do nível d'água é apresentada no Quadro 4.17.

Quadro 4.16 – Matriz Recíproca das Classes do Nível D'Água.

Classes	Não observado	Surgência
Não observado	1	1/9
Surgência	9	1
Somatório	10,00	1,11

Fonte: Adaptado de Faria (2011).

Quadro 4.17 – Matriz Normalizada das Classes do Nível D'Água.

Classes	Não observado	Surgência	Autovetor
Não observado	0,100	0,100	10,00%
Surgência	0,900	0,900	90,00%
Somatório	1,00	1,00	100,00%

Fonte: Adaptado de Faria (2011).

No caso de matrizes de ordem 1 e 2 o índice de consistência aleatória (CA) é igual a zero, portanto a razão de consistência, que é a relação entre índice de consistência (IC) e o índice de consistência aleatória (CA), não pode ser determinada.

As classes pertencentes ao indicador material deram origem a uma matriz com 4 combinações (Quadro 4.18) e a matriz normalizada apresentada no Quadro 4.19.

Quadro 4.18 – Matriz Recíproca das Classes do Material.

Classes	Solo residual	Grupo Barreiras
Solo Residual	1	1/7
Grupo Barreiras	7	1
Somatório	8,00	1,14

Fonte: Modificado de Faria (2011).

Quadro 4.19 – Matriz Normalizada das Classes do Material.

Classes	Solo residual	Grupo Barreiras	Autovetor
Solo Residual	0,125	0,13	12,50%
Grupo Barreiras	0,875	0,88	87,50%
Somatório	1,00	1,00	100,00%

Fonte: Modificado de Faria (2011).

Mais uma vez a razão de consistência não pôde ser determinada por se tratar de uma matriz de ordem 2, que corresponde ao índice de consistência aleatória (CA) igual a zero. Foi atribuído maior peso aos solos do grupo barreiras por se tratarem de depósitos sedimentares.

No caso do indicador de perigo correspondente a água superficial, foram consideradas 4 classes que geraram uma matriz com 16 combinações (Quadro 4.20). A matriz normalizada das classes de atributos está apresentada no Quadro 4.21.

Quadro 4.20 – Matriz Recíproca das Classes da Água Superficial.

Classes	Conc. baixa	Conc. média	Conc. alta	Linha de drenagem
Conc. baixa	1	1/3	1/7	1/9
Conc. média	3	1	1/3	1/7
Conc. alta	7	3	1	1/4
Linha de drenagem	9	7	4	1
Somatório	20,00	11,33	5,48	1,50
Conc. baixa = Concentração baixa; Conc. média = Concentração média; Conc. alta = Concentração alta.				

Fonte: Adaptado de Faria (2011).

Quadro 4.21 – Matriz Normalizada das Classes da Água Superficial.

Classes	Conc. baixa	Conc. média	Conc. alta	Linha de drenagem	Autovetor
Conc. baixa	0,05	0,03	0,03	0,07	4,48%
Conc. média	0,15	0,09	0,06	0,09	9,85%
Conc. alta	0,35	0,26	0,18	0,17	24,09%
Linha de drenagem	0,45	0,62	0,73	0,66	61,57%
Somatório	1,00	1,00	1,00	1,00	100,00%
Conc. baixa = Concentração baixa; Conc. média = Concentração média; Conc. alta = Concentração alta.					

Fonte: Adaptado de Faria (2011).

Os pesos atribuídos as classes da água superficial seguiram a mesma lógica das classes dos demais indicadores, ou seja, a importância do acionador dos escorregamentos. Portanto, encostas com a característica de umidade elevada constantemente (linha de drenagem) receberam o maior peso, seguida das concentrações alta, média e baixa.

A estrutura geológica é um indicador de perigo que apresenta 3 classes de atributos, com uma matriz recíproca de 9 combinações (Quadro 4.22) e a matriz normalizada está representada no Quadro 4.23.

O maior perigo foi atribuído a classe da estrutura geológica desfavorável à estabilidade, seguida da favorável à estabilidade e, por fim, das estruturas não observadas.

Quadro 4.22 – Matriz Recíproca das Classes da Estrutura Geológica.

Classes	Não observada	Favorável à estabilidade	Desfavorável à estabilidade
Não observada	1	1/3	1/9
Favorável à estabilidade	3	1	1/5
Desfavorável à estabilidade	9	5	1
Somatório	13,00	6,33	1,31

Fonte: Adaptado de Faria (2011).

Quadro 4.23 – Matriz Normalizada das Classes da Estrutura Geológica.

Classes	Não observada	Favorável à estabilidade	Desfavorável à estabilidade	Autovetor
Não observada	0,077	0,053	0,085	7,14%
Favorável à estabilidade	0,231	0,158	0,153	18,04%
Desfavorável à estabilidade	0,692	0,789	0,763	74,82%
Somatório	1,00	1,00	1,00	100,00%

Fonte: Adaptado de Faria (2011).

No Quadro 4.24 são apresentadas as avaliações de consistência dos julgamentos. Todas as classes apresentaram valores que confirmaram a coerência dos julgamentos, ou seja, o autovalor permaneceu próximo ao n de cada matriz e a razão de consistência permaneceu menor do que 10%.

Quadro 4.24 – Consistência dos Julgamentos.

Classes	Autovalor (λ_{\max})	Índice de Consistência (IC)	Razão de Consistência (RC)
Amplitude	3,06	3,10%	5,34%
Declividade	3,06	3,10%	5,34%
Uso/cobertura	5,39	9,83%	8,78%
Nível d'água	2,00	0,00%	Indeterminada
Material	2,00	0,00%	Indeterminada
Água superficial	4,26	8,62%	9,58%
Estrutura geológica	3,05	2,61%	4,49%

b) Deslizamento em Taludes de Corte

Assim como para as encostas naturais, também foram analisados 7 indicadores de perigo para os taludes de corte. Para a análise de sensibilidade dos taludes de corte também foram considerados os mesmos julgamentos realizados por Faria (2011) e suas matrizes foram recalculadas (Quadros 4.25 e 4.26).

Quadro 4.25 – Matriz Recíproca dos Indicadores de Perigo.

Indicadores	Amp.	Dec.	Uso/ Cobertura	NA	Água sup.	Material	Est. geo.
Amp.	1	1/2	1	1/2	1/2	2	1/2
Dec.	2	1	3	1	2	3	2
Uso/Cobertura	1	1/3	1	1/2	1	1	2
NA	2	1	2	1	2	2	2
Água sup.	2	1/2	1	1/2	1	1/2	2
Material	1/2	1/3	1	1/2	2	1	3
Est.geo.	2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/3	1
Somatório	10,50	4,17	9,50	4,50	9,00	9,83	12,50
Amp. = Amplitude; Dec.= Declividade; NA = Nível d'água; Água sup. = Água superficial; Est. geo. = Estrutura geológica.							

Fonte: Modificado de Faria (2011).

Quadro 4.26 – Matriz Normalizada dos Indicadores de Perigo.

Indicadores	Amp.	Dec.	Uso/ Cobertura	NA	Água sup.	Material	Est. geo.	Autovetor
Amp.	0,095	0,120	0,105	0,111	0,056	0,203	0,040	10,44%
Dec.	0,190	0,240	0,316	0,222	0,222	0,305	0,160	23,65%
Uso/Cobertura	0,095	0,080	0,105	0,111	0,111	0,102	0,160	10,92%
NA	0,190	0,240	0,211	0,222	0,222	0,203	0,160	20,70%
Água sup.	0,190	0,120	0,105	0,111	0,111	0,051	0,160	12,13%
Material	0,048	0,080	0,105	0,111	0,222	0,102	0,240	12,97%
Est.geo.	0,190	0,120	0,053	0,111	0,056	0,034	0,080	9,20%
Somatório	1	1	1	1	1	1	1	100,00%
Amp. = Amplitude; Dec.= Declividade; NA = Nível d'água; Água sup. = Água superficial; Est. geo. = Estrutura geológica.								

Fonte: Modificado de Faria (2011).

Nos taludes de corte, a maior importância também foi atribuída ao indicador de perigo declividade, porém seguido do nível d'água, material, água superficial, uso/cobertura do solo, amplitude e estrutura geológica. Ao verificar a consistência dos julgamentos, obteve-se o autovalor ($\lambda_{\text{máx}}$) igual a 7,57, o índice de consistência (IC) igual a 9,44% e a razão de consistência (RC) igual a 7,15%. Dessa forma, sendo o autovalor próximo do número n e a razão de consistência abaixo de 10%, os julgamentos podem ser considerados lógicos.

Ao executar-se a análise de sensibilidade dos indicadores de perigo para taludes de corte sujeitos a escorregamentos, com exceção da amplitude e declividade, optou-se por utilizar as mesmas classes e julgamentos definidos para encostas naturais por se tratar de taludes constituídos por materiais semelhantes. Portanto as matrizes de comparação paritária, os

autovalores, os índices de consistência e as razões de consistência são iguais aos definidos para as encostas naturais. Portanto, a seguir serão mostradas apenas a análise de sensibilidade da amplitude e da declividade.

Para a amplitude e declividade foram selecionadas 4 classes, assim como na metodologia proposta por Faria (2011). A matriz de comparação paritária da amplitude possui 16 combinações, e é mostrada no Quadro 4.27, assim como a matriz normalizada é apresentada no Quadro 4.28.

Quadro 4.27 – Matriz Recíproca das Classes da Amplitude.

Classes	<9	9-13	13-16	>16
<9	1	1/3	1/5	1/7
9-13	3	1	1/3	1/5
13-16	5	3	1	1/3
>16	7	5	3	1
Somatório	16,00	9,33	4,53	1,68

Fonte: Modificado de Faria (2011).

Quadro 4.28 – Matriz Normalizada das Classes da Amplitude.

Classes	<9	9-13	13-16	>16	Autovetor
<9	0,063	0,036	0,044	0,09	5,69%
9-13	0,188	0,107	0,074	0,12	12,19%
13-16	0,313	0,321	0,221	0,20	26,33%
>16	0,438	0,536	0,662	0,60	55,79%
Somatório	1	1	1	1	100,00%

Fonte: Modificado de Faria (2011).

Assim como nas encostas naturais, o maior peso foi atribuído as amplitudes de maior valor, ou seja, amplitudes acima de 16 metros, seguido das amplitudes entre 13 e 16 metros, amplitudes entre 9 e 13 metros, e por fim, das amplitudes abaixo de 9 metros. O autovalor foi definido como 4,18; o índice de consistência igual a 5,89% e a razão de consistência igual a 6,54%.

A matriz recíproca da declividade apresentou 16 combinações. E a maior importância foi atribuída as maiores declividades, acima de 45°, seguidas de declividades entre 35 e 45°, declividades entre 30 e 35° e, a menor importância foi dada a declividades abaixo de 30°. O autovalor da matriz foi igual a 4,19, o índice de consistência igual a 6,49% e a razão de consistência foi igual a 7,22%.

A matriz de comparação paritária das classes do indicador declividade é apresentada no Quadro 4.29 e a matriz normalizada apresenta-se no Quadro 4.30.

Quadro 4.29 – Matriz Recíproca das Classes da Declividade.

Classes	<30°	30°-35°	35°-45°	>45°
<30°	1	1/4	1/7	1/9
30°-35°	4	1	1/3	1/5
35°-45°	7	3	1	1/3
>45°	9	5	3	1
Somatório	21,00	9,25	4,48	1,64

Fonte: Modificado de Faria (2011).

Quadro 4.30 – Matriz Normalizada das Classes da Declividade.

Classes	<30°	30°-35°	35°-45°	>45°	Autovetor
<30°	0,048	0,027	0,032	0,07	4,35%
30°-35°	0,190	0,108	0,074	0,12	12,37%
35°-45°	0,333	0,324	0,223	0,20	27,09%
>45°	0,429	0,541	0,670	0,61	56,19%
Somatório	1	1	1	1	100,00%

Fonte: Modificado de Faria (2011).

Após a atribuição dos pesos dos indicadores de perigo e das suas respectivas classes, calcula-se o índice de perigo (IP) através da Equação 4.6.

$$IP = \sum_{i=1}^n p_i x_i / 100 \quad (4.6)$$

Onde,

IP : índice de perigo;

p_i : peso do condicionante do processo (indicador de perigo);

x_i : peso da classe do respectivo indicador de perigo.

A divisão dos intervalos dos graus de perigo foi realizada de acordo com Faria (2011), ou seja, 4 graus de perigo definidos a partir da média aritmética dos índices de perigo, do desvio padrão (Δ) e da observação de feições de instabilidade em excesso. Essa definição foi detalhada no item 2.2.4 e os graus de perigo são apresentados no Quadro 4.31.

Quadro 4.31 – Divisão dos Graus de Perigo em Aracaju.

Índice de Perigo (IP)	Grau de perigo
$IP < \bar{X} - 1/2 \Delta$	Baixo
$\bar{X} - 1/2 \Delta \leq IP \leq \bar{X} + 1/2 \Delta$	Médio
$IP > \bar{X} + 1/2 \Delta$	Alto
Presença de feições de instabilidade expressivas	Muito alto

4.4. Coleta de Amostras para a Caracterização Geotécnica

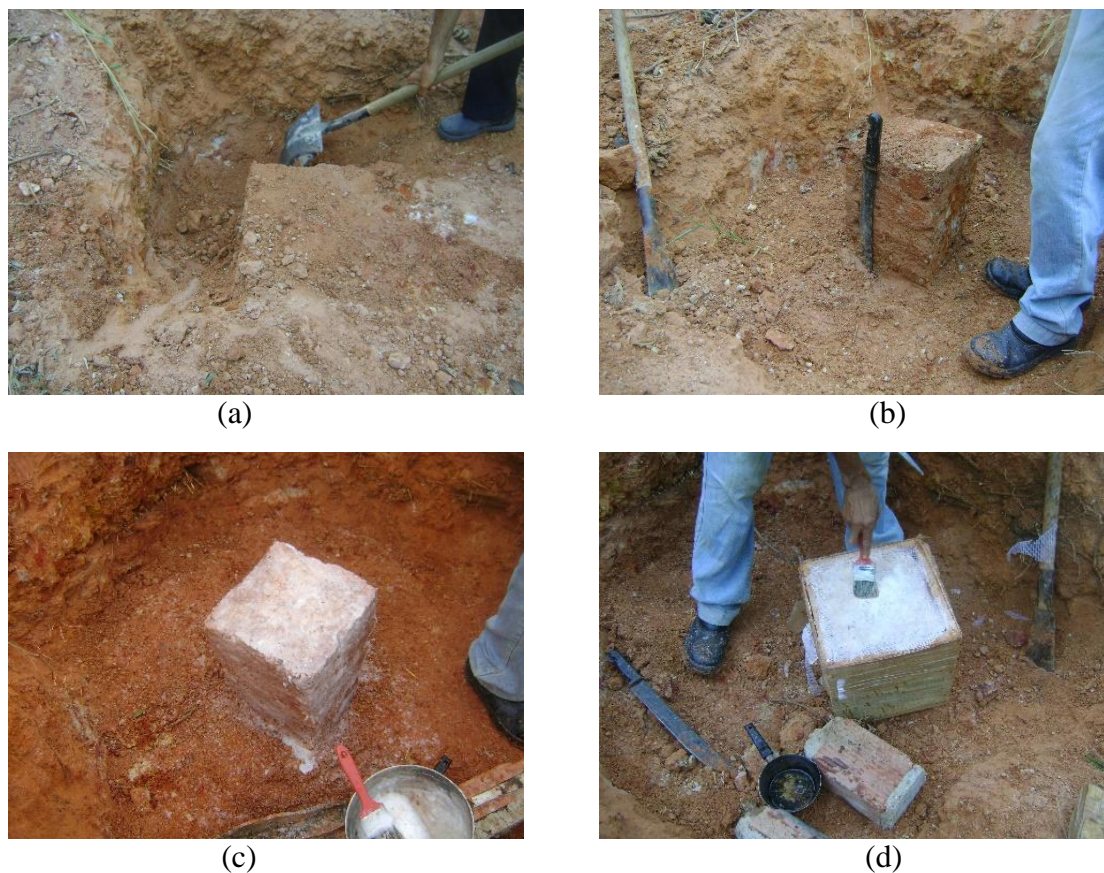
Os setores de encosta selecionados para a realização da análise de estabilidade foram o 01, 03, 11 e 14 localizados nos bairros Santa Maria, América, Industrial e Japãozinho, respectivamente. Por se tratar dos bairros que possuem maior incidência de relevo acidentado, esses foram selecionados para a escolha dos setores que apresentaram o maior grau de risco, segundo a análise de risco de escorregamentos, para a realização das análises de estabilidade. Foram coletadas amostras da encosta principal de cada setor com o intuito de realizar a análise de estabilidade.

Foram coletadas amostras deformadas e indeformadas, nas encostas citadas, para realização dos ensaios de caracterização, adensamento e resistência dos solos, de acordo com o preconizado pela NBR 9604 (Abertura de Poço e Trincheira de Inspeção em Solo, com Retirada de Amostras Deformadas e Indeformadas) (ABNT, 1986).

No setor 01 localizado no bairro Santa Maria, a amostra coletada foi identificada como AMI 01 (Amostra Indeformada 01), ela foi retirada próximo a base da encosta. A amostra compreendeu um bloco de formato cúbico com 30cm de aresta. Após a moldagem do bloco, este foi coberto por uma camada fina de parafina derretida, e posteriormente, foi envolvido em tecido do tipo tule com a finalidade de conservar a umidade do solo. Realizado esse processo, a amostra foi colocada em um caixote para transporte até as dependências do Laboratório de Geotecnia e Pavimentação (GEOPAV) localizado no Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Sergipe, a amostra permaneceu na câmara úmida para manter conservadas as propriedades do solo *in situ* até a moldagem dos corpos de prova dos ensaios de resistência ao cisalhamento e de adensamento dos solos, bem como, suas aparas foram preparadas para os ensaios de caracterização dos solos. Esse procedimento foi adotado para todos os blocos de amostra indeformada coletados.

O procedimento de coleta do bloco de amostra indeformada do setor 01 é mostrado na Figura 4.25.

Figura 4.25 – Procedimento de Coleta da Amostra Indeformada do Setor 01 no Bairro Santa Maria.



A amostra retirada da encosta do setor 03 localizado no bairro América foi identificada como AMI 02 (Amostra Indeformada 02) e foi retirada próximo ao centro da superfície inclinada, aproveitando-se um patamar que fora executado pela população para facilitar o acesso à parte superior do talude. A encosta apresentou uma grande quantidade de lixo, e à medida que foi executada a escavação para limpeza da superfície, percebeu-se que havia várias camadas de lixo encobertas por sedimentos, provavelmente advindos de deslizamentos já ocorridos. O processo de coleta da amostra do setor 03 é apresentado na Figura 4.26.

Figura 4.26 – Procedimento de Coleta da Amostra Indeformada do Setor 03 no Bairro América.





(c)



(d)

A amostra coletada na vertente situada no setor 11 no bairro Industrial foi identificada como AMI 03 (Amostra Indeformada 03) e foi retirada na base da encosta. A sequência executiva da preparação da amostra indeformada é apresentada na Figura 4.27.

Figura 4.27 – Procedimento de Coleta da Amostra Indeformada do Setor 11 no Bairro Industrial.



(a)



(b)



(c)



(d)

No setor 14, localizado no bairro Japãozinho não foi possível a coleta de blocos de amostra indeformada. Por esse motivo, as amostras indeformadas para os ensaios de adensamento e resistência ao cisalhamento do solo, foram coletadas através de cilindros biselados que compõe o conjunto de cravação de Hilf, assumindo-se a possibilidade de perturbação da amostra de solo durante a cravação dos cilindros. As amostras indeformadas foram identificadas como AMI 04 (Amostra Indeformada 04). Para os ensaios de caracterização foram coletadas amostras deformadas dos solos na mesma profundidade de cravação dos cilindros, provenientes do material escavado para a retirada dos cilindros. A amostra deformada foi identificada como AMD 04 (Amostra Deformada 04). O procedimento de coleta das amostras é representado pela Figura 4.28.

Figura 4.28 – Procedimento de Coleta da Amostra Indeformada do Setor 14 no Bairro Japãozinho.



As coordenadas dos locais de retirada das amostras são apresentadas no Quadro 4.32.

Quadro 4.32 – Coordenadas dos Locais de Coleta das Amostras.

Amostra	Bairro	Longitude	Latitude	Profundidade (m)	Posição na Encosta
AMI 01	Santa Maria	37°06'12,49649" W	10°59'14,63484" S	0,30 - 0,60	Base
AMI 02	América	37°04'46,00652" W	10° 55' 21,4425" S	0,70 - 1,0	Meio
AMI 03	Industrial	37°03'28,38266" W	10°53'34,76384" S	0,30 – 0,60	Base
AMI 04/ AMD 04	Japãozinho	37°03'38,07406" W	10°52'48,45250" S	0,20 – 0,32	Topo

4.5. Ensaios de Caracterização dos Solos

Os ensaios de caracterização executados compreenderam: a análise granulométrica, a determinação da massa específica real dos grãos e dos limites de Atterberg. Tais ensaios foram realizados de forma simultânea aos ensaios de resistência e adensamento dos solos.

Para os solos das encostas dos setores 01, 03 e 11, os materiais analisados nos ensaios de caracterização foram provenientes das aparas coletadas das amostras indeformadas, durante a moldagem dos corpos de prova ensaiados para a resistência ao cisalhamento e para o adensamento. Enquanto que no setor 14, no bairro Japãozinho, foi utilizada a amostra deformada AMD 04, coletada a partir da cravação dos cilindros.

Primeiramente, as amostras foram preparadas de acordo com a norma do DNER – ME 041 (Solos – Preparação de Amostras para Ensaios de Caracterização) (DNER, 1994a) para a execução dos ensaios de caracterização (Figuras 4.29). Foram realizados dois grupos de ensaios de caracterização para cada amostra de solo com o objetivo de eliminar possíveis incertezas.

Figura 4.29 – Procedimento de Preparação de Amostra para Ensaios de Caracterização.



(a)

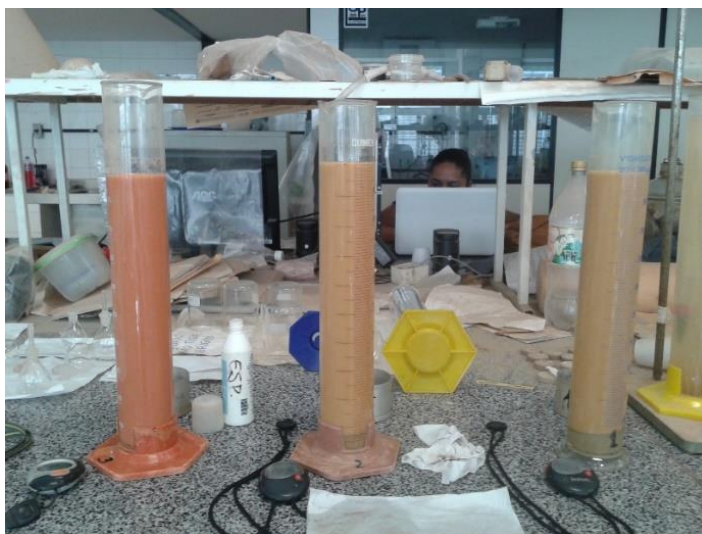


(b)

As análises granulométricas foram realizadas de acordo com a NBR 7181 (Solo-Análise Granulométrica) (ABNT, 1984a). Seguindo a norma do DNER – ME 041 (DNER, 1994a), as

amostras foram repartidas, com o auxílio de repartidor, até se obter duas amostras para realização dos dois ensaios de caracterização de cada solo. Foi então utilizado um conjunto de peneiras para verificar a distribuição dos grãos dos solos com aberturas (mm) de malha de: 19,1; 9,5; 4,8; 2,0; 1,2; 0,6; 0,42; 0,25; 0,15; 0,074. O peneiramento foi realizado com o auxílio de um agitador de peneiras durante 10 minutos para cada amostra. A fase de sedimentação (Figura 4.30) também seguiu as determinações da NBR 7181(ABNT, 1984a).

Figura 4.30 – Fase de Sedimentação da Análise Granulométrica.



Para cada amostra, determinou-se a massa específica real dos grãos de solo segundo a norma do DNER-ME 093 (Solos – Determinação da Densidade Real) (DNER, 1994b). O material utilizado no ensaio da massa específica dos grãos foi proveniente das determinações das umidades dos corpos de prova antes dos ensaios de adensamento e cisalhamento direto. Foram utilizados picnômetros de 50 cm³, bomba à vácuo com pressão de sucção no mínimo de 660 mm Hg e termômetro digital com precisão de 0,1° C.

A fração fina dos solos tem uma grande influência no comportamento dos mesmos. Por esse motivo, ocorre a divisão dos valores de umidade que uma argila pode apresentar em limites que equivalem ao aparente estado do material (ORTIGÃO, 2007). O LP (Limite de Plasticidade) corresponde ao teor de umidade limite a partir do qual o solo passa do estado semissólido para o estado plástico. Já o LL (Limite de Liquidez) equivale ao teor de umidade correspondente a transição entre o estado plástico e o estado líquido.

Os Índices de Consistência (Limites de Atterberg) foram determinados de acordo com as normas da ABNT (Associação Brasileira de Norma Técnicas). Para a determinação dos Limites de Plasticidade utilizou-se a NBR 7180 (Solo – Determinação do Limite de

Plasticidade) (ABNT, 1984b) como roteiro para execução dos ensaios. Os valores de Limite de Liquidez foram determinados de acordo com a NBR 6459 (Solo – Determinação do Limite de Liquidez) (ABNT, 1984c).

4.6. Ensaaios de Adensamento e Cisalhamento Direto dos Solos

A pesquisa envolveu ensaios de adensamento unidimensional dos solos e ensaios de resistência ao cisalhamento dos solos.

4.6.1. Ensaaios de Adensamento dos Solos

Para cada amostra indeformada foram moldados corpos de prova para realização dos ensaios de adensamento com o objetivo de obter as respectivas tensões de pré-adensamento. Os ensaios de adensamento foram realizados de acordo com a norma NBR 12007 (Solo – Ensaio de Adensamento Unidimensional) (ABNT, 1990).

Foi utilizada uma prensa de adensamento da marca Testop (Figura 4.31). Os corpos de prova foram moldados a partir da cravação, na amostra indeformada, de anéis com aproximadamente 50,5 mm de diâmetro e 20,1 mm de altura (Figura 4.32).

Figura 4.31 – Prensa de Adensamento.



Figura 4.32 – Detalhes dos Anéis de Moldagem dos Corpos de Prova de Adensamento.



Determinou-se a umidade para cada corpo de prova a partir das aparas das amostras indeformadas. Calculando-se a umidade, determinando-se o peso específico natural e, posteriormente, a densidade real dos grãos, foi possível conhecer os índices físicos dos solos com base nos corpos de prova. Essas determinações ocorreram tanto para os corpos de prova de adensamento quanto para os de cisalhamento direto.

Os corpos de prova foram colocados, juntamente com o anel de moldagem, na célula de adensamento (Figura 4.33), sendo posteriormente saturados e submetidos a sucessivos estágios de carregamento e posterior descarregamento para a elaboração do gráfico que representa o índice de vazios correspondente ao final de cada estágio, em função do logaritmo das tensões aplicadas.

Figura 4.33 – Detalhes da Célula de Adensamento.



O número de estágios de incremento de carga correspondeu ao necessário para se definir a região de compressão virgem. Para o corpo de prova da amostra AMI 04 do bairro Japãozinho, foram utilizados 6 estágios de tensão até se atingir o trecho virgem da curva do índice de vazios em função do logaritmo da tensão. Já para os corpos de prova das amostras AMI 01, AMI 02 e AMI 03 dos solos dos bairros Santa Maria, América e Industrial, respectivamente, os ensaios foram realizados com 7 estágios de tensão para definir de forma satisfatória a região de compressão virgem.

O corpo de prova moldado a partir da amostra AMI 02 foi submetido as tensões de 12,5; 25; 50; 100; 150; 200 e 300 kPa. Já os corpos de prova moldados a partir das amostras AMI 01 e AMI 03 foram submetidos durante o adensamento as tensões de 6,25; 12,5; 25; 50; 100; 200 e 300 kPa. O corpo de prova proveniente da amostra AMI 04 foi submetido as tensões de 6,25; 12,5; 25; 50; 100 e 200 kPa. As tensões foram determinadas a partir do cálculo das tensões verticais devidas ao peso próprio, as quais as amostras indeformadas estariam submetidas em campo. Para isso admitiu-se que a profundidade, z , seria igual a diferença de cota entre o local de retirada da amostra e a crista do talude, para cada encosta selecionada. O peso específico natural multiplicado pela profundidade (z) fornece uma estimativa das tensões verticais em cada talude. O número de estágios de descarregamento foi escolhido de acordo com o número de estágios de carregamento, ou seja, para o corpo de prova submetido a 6 estágios de carregamento foram realizados 3 descarregamentos, já os CPs submetidos a 7 estágios de carregamento foram descarregados em 4 estágios.

4.6.2. Ensaios de Resistência ao Cisalhamento dos Solos

O ensaio de cisalhamento direto foi empregado para a obtenção dos parâmetros de resistência dos solos, o intercepto de coesão efetivo (c') e ângulo de atrito efetivo (ϕ'), utilizados na análise de estabilidade de taludes. O ensaio foi executado de acordo com a norma D3080 (ASTM, 2011) para ensaios de cisalhamento direto em condições de adensamento e drenagem.

O ensaio de cisalhamento direto apresenta algumas vantagens e limitações, são elas:

a) Vantagens:

- O ensaio é altamente simples;
- A pequena espessura do corpo de prova possibilita uma rápida drenagem quando comparado ao ensaio de compressão triaxial, por exemplo;

- Os parâmetros do solo obtidos apresentam uma confiabilidade muito próxima daqueles encontrados a partir de ensaios mais sofisticados.

b) Limitações:

- Não uniformidade da distribuição de tensões e deformações ao longo do plano de cisalhamento;
- O plano de ruptura pré-definido pode não ser o mais fraco, uma vez que é imposto na horizontal;
- A área do corpo de prova é reduzida durante o ensaio, porém esse fato não é considerado nos cálculos;
- Não é possível conhecer as pressões neutras, pois não existe um mecanismo que consiga analisar o progresso dessas pressões no corpo de prova.

Os corpos de prova foram moldados a partir das amostras indeformadas coletadas de cada encosta. Os corpos de prova foram moldados a partir da cravação de anéis metálicos com dimensões aproximadas de 60 mm de diâmetro e 20,5 mm de altura. Todos os corpos de prova foram acondicionados em câmara úmida com o objetivo de manter, o quanto possível, a umidade natural. Os CPs (corpos de prova) provenientes da amostra da encosta do bairro Japãozinho foram esculpidos dos materiais coletados com o auxílio do conjunto de cravação de Hilf (Figura 4.34). Já os CPs das demais amostras foram moldados a partir dos blocos indeformados de solo (Figura 4.35).

Figura 4.34 – Moldagem de Corpo de Prova do Cilindro de Hilf.



Figura 4.35 – Moldagem de Corpo de Prova de Bloco Indeformado.



Foram moldados corpos de prova a partir das amostras indeformadas, sendo utilizados 3 CPs para a determinação dos parâmetros de resistência dos solos. Portanto foram determinados três pontos para a obtenção da envoltória de resistência, os corpos de prova foram ensaiados na condição inundada. Os ensaios foram realizados com drenagem através de pedras porosas, tanto na base quanto no topo do corpo de prova.

A prensa de cisalhamento direto convencional utilizada na execução dos ensaios é da marca Wille Geotechnik do modelo LO 2900 (Figura 4.36). Os corpos de prova foram transferidos dos anéis para a caixa de cisalhamento (Figura 4.37) que foi transportada para a prensa de cisalhamento para dar início ao ensaio.

Figura 4.36 – Prensa de Cisalhamento Direto.



Figura 4.37 – Caixa de Cisalhamento Direto.



As tensões normais foram determinadas de forma a garantir que o solo se enquadrasse dentro da mesma faixa de tensões, ou seja, foram selecionadas tensões superiores a tensão de pré-adensamento. Para ensaiar os CPs pertencentes as amostras AMI 02, AMI 03 e AMI 04, foram selecionadas as tensões normais de 50, 150 e 300 kPa. Já os corpos de prova provenientes da amostra AMI 01, foram ensaiados com as tensões normais de 100, 200 e 300 kPa.

A velocidade de cisalhamento de cada amostra foi definida a partir da norma da ASTM D3080 (2011), que determina que o cálculo da taxa de cisalhamento seja feito a partir do tempo necessário para o corpo de prova atingir 50% do adensamento primário, quando a curva que correspondente à altura do corpo de prova em função tempo é caracterizada pelo processo de Casagrande, ou o tempo necessário para o CP atingir 90% do adensamento primário, considerado quando a curva “altura do corpo de prova x tempo” se caracteriza através do processo de Taylor. Para isso, analisa-se a curva de adensamento obtida através da fase de adensamento correspondente ao ensaio. As equações 4.7 e 4.8 definem o tempo de ruptura no ensaio de cisalhamento direto.

$$t_f = 50t_{50} \quad (4.7)$$

t_f : tempo total estimado para a ruptura (min);

t_{50} : tempo necessário para o corpo de prova atingir 50% do adensamento primário (min).

$$t_f = 11,6t_{90} \quad (4.8)$$

t_{90} : tempo necessário para o corpo de prova atingir 90% do adensamento primário (min).

A norma especifica também que o deslocamento lateral considerado no cálculo da taxa de cisalhamento deve ser de 0,5 pol (12,7 mm) para solos finos normalmente ou ligeiramente sobreadensados, e em outros casos o deslocamento lateral deve ser igual a 0,2 pol (5,08 mm). O cálculo da taxa de cisalhamento dá-se através da Equação 4.9.

$$R_d = d_f / t_f \quad (4.9)$$

R_d : taxa de deslocamento (mm/min);

d_f : deslocamento lateral relativo estimado na ruptura (mm).

Neste trabalho, todas as curvas de adensamento foram caracterizadas de acordo com o processo de Taylor, portanto considerou-se o t_{90} correspondente a tensão normal intermediária, ou seja, para os corpos de prova submetidos a tensões entre 50 e 300 kPa, foi selecionado o t_{90} correspondente a tensão normal de 150 kPa. No caso dos corpos de prova submetidos a tensões normais entre 100 e 300 kPa, foi selecionado o t_{90} da tensão normal de 200 kPa.

Os corpos de prova foram submetidos ao cisalhamento até que as leituras indicassem a ruptura dos mesmos ou até pelo menos 10% do deslocamento lateral relativo, como especificado na norma da ASTM. O deslocamento horizontal máximo permitido foi de 20% do diâmetro dos corpos de prova.

4.7. Análise de Estabilidade das Encostas

A análise de estabilidade de encostas foi executada utilizando-se o programa computacional OptumG2®, que utiliza o método direto dos elementos finitos para a definição dos fatores de segurança. Para a análise de estabilidade de taludes, foram selecionadas as encostas principais dos setores de risco 01, 03, 11 e 14 de Aracaju.

4.7.1. Aspectos Gerais do Software OptumG2®

Para executar a análise de estabilidade das encostas optou-se por utilizar o *software* OptumG2® desenvolvido pela *Optum Computational Engineering*. A seguir será realizada uma breve descrição do programa baseada na série de manuais disponibilizados pela Optum CE (KRABBENHOFT *et al.*, 2015).

A rotina de cálculo do programa baseia-se no método dos elementos finitos (MEF) para análises de problemas geotécnicos. O programa é aplicável principalmente para problemas envolvendo fundações, estruturas de contenção, escavação e estabilidade de taludes.

O OptumG2 apresenta, no geral, pontos comuns a outros programas disponíveis no mercado, porém difere em outros importantes. Um dos pontos de destaque do *software* é, por exemplo, a possibilidade de calcular carregamentos limites ou capacidade de suporte diretamente, sem a necessidade de executar uma análise elastoplástica tradicional passo a passo (KRABBENHOFT *et al.*, 2015). Ademais, é possível calcular os limites inferior e superior para o limite de carga e para o fator redutor da resistência. Além dessas características específicas, o OptumG2 permite também análises tradicionais, incluindo o passo a passo da elastoplasticidade, infiltração e consolidação. Por fim, o OptumG2 é considerado um dos *software* geotécnicos inovadores no mercado, em razão da simplicidade no dimensionamento 2D e pela modelagem flexível.

O OptumG2 disponibiliza vários tipos de análise, dentre eles, a análise de infiltração, análise de tensões iniciais, análise elástica, análise limite, análise de redução de resistência e a análise elastoplástica (KRABBENHOFT *et al.*, 2015). O enfoque deste trabalho, a análise de estabilidade de taludes, pode ser realizada tanto utilizando-se a análise limite quanto o método de redução de resistência.

A análise limite executada pelo programa permite uma rápida avaliação da estabilidade e capacidade de carga das geoestruturas, sem que haja a necessidade de desenvolver o passo a passo de uma análise elastoplástica. Nesse caso, o sistema de cargas fixas e o multiplicador de cargas são aplicáveis. Durante a análise, enquanto o primeiro permanece constante, o segundo é amplificado até atingir a iminência do colapso (KRABBENHOFT *et al.*, 2015). O fator pelo qual o multiplicador de cargas necessita ser amplificado a ponto de provocar a ruptura é também chamado de multiplicador de colapso. Além de determinar o multiplicador de colapso para um conjunto de cargas externas, também é possível calcular o fator pelo qual a gravidade deve ser amplificada de modo a atingir o estado de colapso. Esse último recurso é muito utilizado quando se trata de estabilidade de taludes. O OptumG2 permite calcular os limites inferior e superior da carga de colapso. O Quadro 4.33 resume as condições de cada multiplicador.

Quadro 4.33 – Condições de Análise em Função da Configuração do Multiplicador.

	Multiplicador = carga	Multiplicador = gravidade
Multiplicador de cargas	Amplificado	Ignorado
Cargas fixas	Constante	Constante
Gravidade	Constante	Amplificado

Fonte: Krabbenhoft *et al.* (2015).

A determinação do fator de segurança baseado na gravidade (FS_g) usando a análise limite é realizado através do método de incremento da gravidade (Equação 4.10).

$$FS_g = \frac{g_{cr}}{g} \quad (4.10)$$

Onde,

g_{cr} : valor da aceleração da gravidade que provoca o colapso;

g : aceleração da gravidade real (9,81 m/s²).

A análise de redução de resistência baseia-se no cálculo do fator pelo qual os parâmetros de resistência do material devem ser reduzidos a ponto de atingir o estado inicial de colapso. O mesmo fator deve ser utilizado para reduzir os parâmetros (c , $\tan\phi$) do material que constitui o talude. Dessa forma, é possível determinar o fator de redução de resistência que equivale ao fator de segurança calculado através do método de redução de resistência, utilizando-se a Equação 4.11.

$$FS_s = \frac{c}{c_{cr}} = \frac{\tan\phi}{\tan\phi_{red}} \quad (4.11)$$

O OptumG2 contempla diferentes tipos de materiais, assim como critérios de resistência. Os parâmetros a serem reduzidos para cada critério é mostrado no Quadro 4.34.

Quadro 4.34 – Parâmetros Reduzidos na Análise de Redução de Resistência.

Critérios de Resistência	Parâmetros Reduzidos
Mohr-Coulomb	c , $\tan\phi$
Drucker-Prager	k , M
Tresca	c_u
Hoek-Brown	σ_{ci} , m_i
GSK	c , $\tan\phi_1$, $\tan\phi_2$
Cam Clay Modificado	$\tan\phi$
HMC	c , $\tan\phi$

Fonte: Krabbenhoft *et al.* (2015).

A redução de resistência realizada pelo OptumG2 permite tanto a redução de resistência dos sólidos quanto da resistência dos elementos estruturais, como vigas, ancoragens, geogrelhas e conectores.

Assim como outras análises desenvolvidas pelo programa, tanto na análise pelo método de incremento da gravidade quanto pelo método de redução de resistência permite-se usar uma malha de elementos finitos adaptativa e escolher um certo número de interações de adaptabilidade para o refinamento da malha, bem como definir o número de elementos da malha inicial e a variável de controle na qual a malha deve ser adaptada.

Tanto a análise limite quanto a análise de redução de resistência executada pelo *software* pode ser realizada sob condições onde não há geração de excesso de pressões neutras, análises prolongadas com materiais sempre drenados. E em casos em que há geração de excesso de pressões neutras, para materiais em condições drenada/não drenada, a análise é rápida. No primeiro caso, a solução é independente das tensões iniciais, enquanto que no último, a solução dependerá das tensões iniciais (KRABBENHOFT *et al.*, 2015).

Ao comparar-se resultados de FS calculado pelos métodos de incremento de gravidade e de redução de resistência, verifica-se que o fator de segurança baseado na resistência apresenta-se mais conservador, ou seja, os valores de FS são menores que os baseados na gravidade (KRABBENHOFT *et al.*, 2015).

4.7.2. Análise de Estabilidade das Encostas de Aracaju

As análises de estabilidade das encostas selecionadas na cidade de Aracaju foram realizadas utilizando-se o método de redução de resistência. Para isso, devido ao recente lançamento do *software* OptumG2 no mercado e com o intuito de contribuir com a divulgação do mesmo, é descrito no Apêndice A um roteiro para realização das análises utilizando-se um modelo de talude genérico.

As análises foram realizadas em termos de limite inferior e superior, desconsiderando-se a geração de pressões neutras, ou seja, análises prolongadas, por se tratar de parâmetros de resistência efetivos. Adotou-se o número de 1000 elementos para a malha de elementos finitos inicial. Admitiu-se a malha adaptativa, com 3 adaptações de acordo com as deformações plásticas de cisalhamento. A segurança de projeto selecionada foi a unitária.

Os parâmetros dos solos necessários na análise de estabilidade através do método de redução de resistência do OptumG2, foram definidos por meio dos ensaios de laboratório descritos nos itens 4.5 e 4.6. Os resultados dos ensaios, que fornecem as características dos solos, serão apresentados no item 5.3.

Algumas das propriedades mais importantes dos solos consideradas na análise do *software* tiveram seus valores adotados, são eles, o módulo de elasticidade (E) com valor igual a 30 MPa e o coeficiente de Poisson (ν) igual a 0,35 para todas as encostas. As demais propriedades requeridas no OptumG2 foram mantidas de acordo com os modelos do próprio programa para o tipo de material escolhido para compor os taludes, que foi o baseado no critério de Mohr-Coulomb.

Nas encostas que contemplam algum tipo de edificação, na base ou no topo da encosta, adotou-se um mesmo valor de sobrecarga em todas as edificações, devido ao desconhecimento da sobrecarga produzida em cada situação. Através do trabalho de Menezes *et al.* (2016) que trata do dimensionamento de edificações populares, que é o caso das residências encontradas nas áreas de risco de Aracaju, foi possível calcular a sobrecarga de 25 kPa.

Como mencionado anteriormente, para a realização da análise de estabilidade utilizando-se o OptumG2, foram selecionados os perfis das principais encostas dos setores que apresentaram maior grau de risco, definido no item 4.2, dos bairros Santa Maria, América, Industrial e Japãozinho, portanto, as principais encostas dos setores 01, 03, 11 e 14 da cidade.

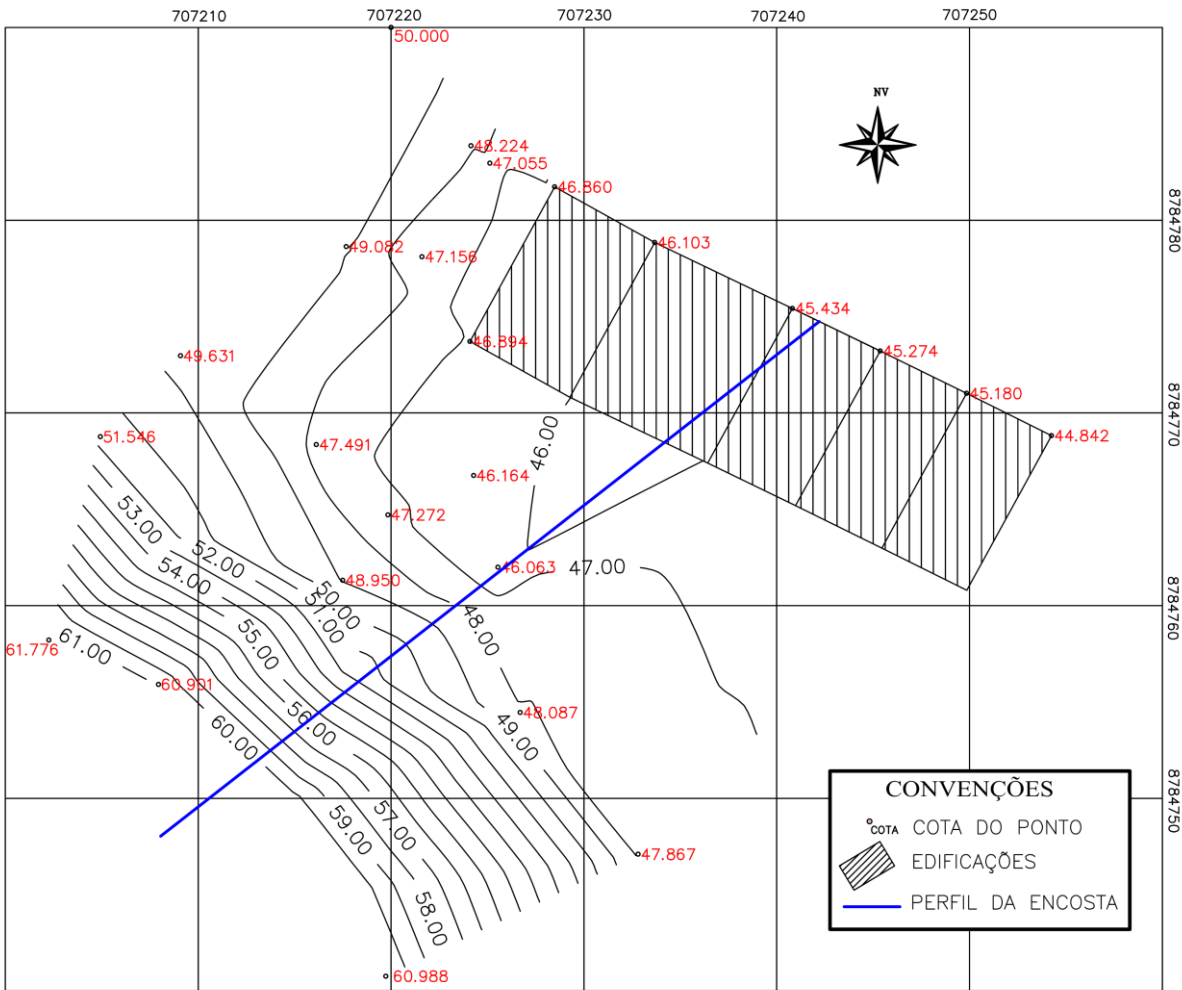
Para que se conhecesse o perfil de cada encosta principal, foi realizado um levantamento planialtimétrico, utilizando-se um aparelho do tipo estação total da marca FOIF modelo RTS 655, o qual tornou possível a elaboração de plantas topográficas, nas quais foram traçadas curvas de nível com as cotas de cada encosta. O levantamento topográfico contemplou também as edificações, muros e demais estruturas que podem ser afetadas em um possível deslizamento. Após a elaboração da planta baixa de cada encosta, escolheu-se o perfil mais desfavorável para a análise de estabilidade, ou seja, o perfil com maior inclinação.

Na Figura 4.38 é apresentada a visão geral da encosta do setor 01 no bairro Santa Maria. Enquanto a Figura 4.39 apresenta a planta planialtimétrica da encosta.

Figura 4.38 – Encosta Principal do Setor 01 no Bairro Santa Maria.

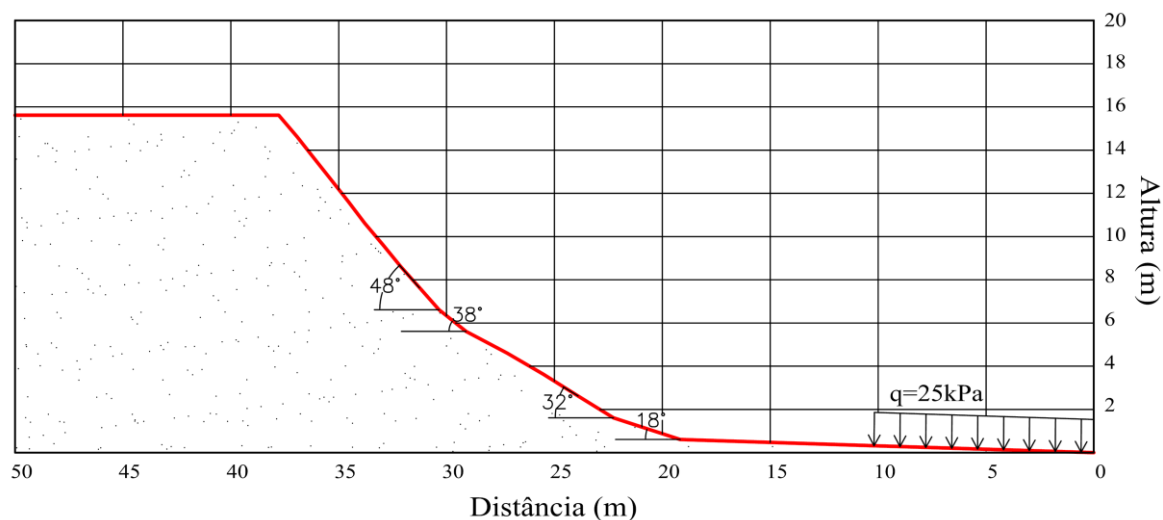


Figura 4.39 – Planta Planialtimétrica da Encosta do Setor 01.



O perfil considerado na análise de estabilidade da encosta do setor 01 é apresentado na Figura 4.40.

Figura 4.40 – Representação do Perfil da Encosta do Setor 01.



Na Figura 4.41 é possível visualizar as características de inclinação da encosta do setor 03 localizado no bairro América. O levantamento planialtimétrico da área da encosta do setor 03 é representado na Figura 4.42 e o perfil selecionado para a análise de estabilidade da encosta é representado na Figura 4.43.

Figura 4.41 – Encosta Principal do Setor 03 no Bairro América.



Figura 4.42 – Levantamento Planialtimétrico da Encosta do Setor 03.

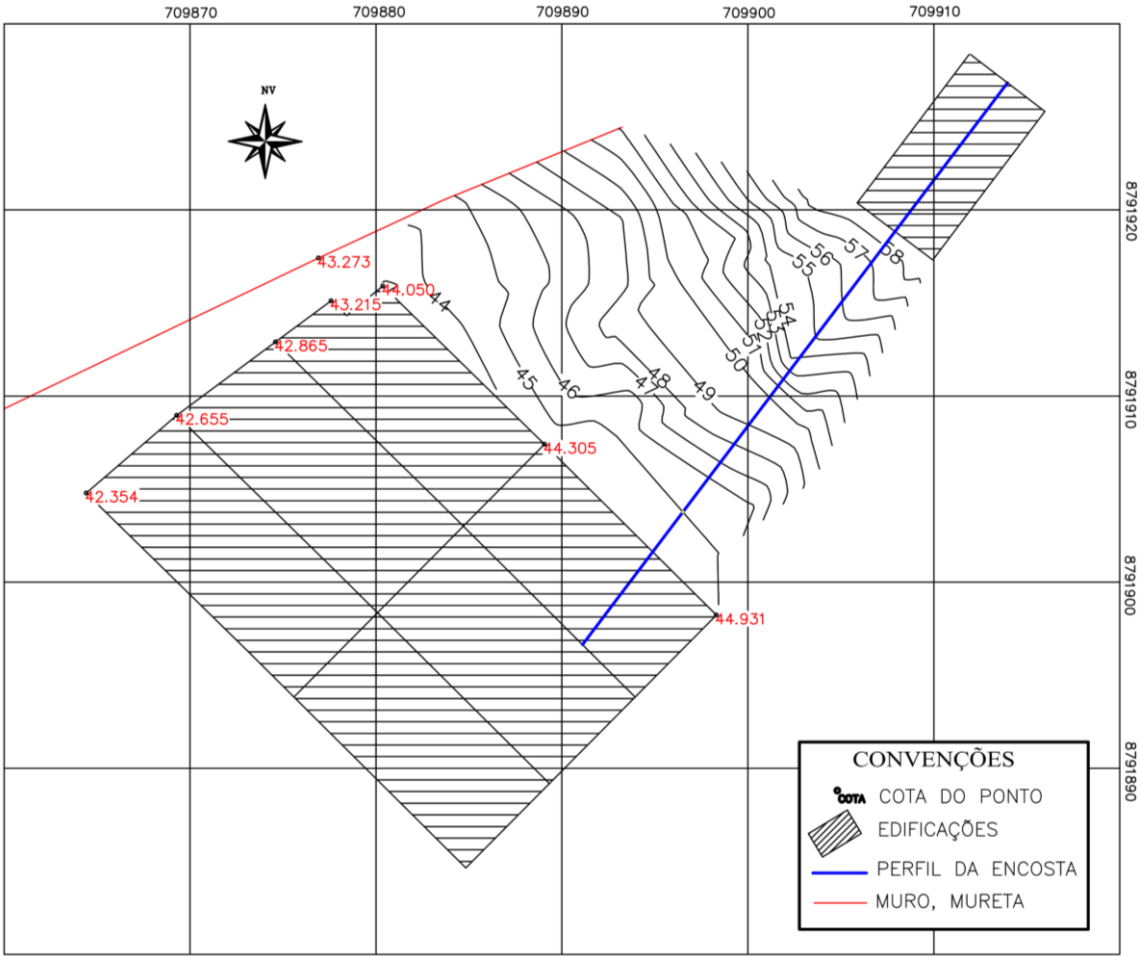
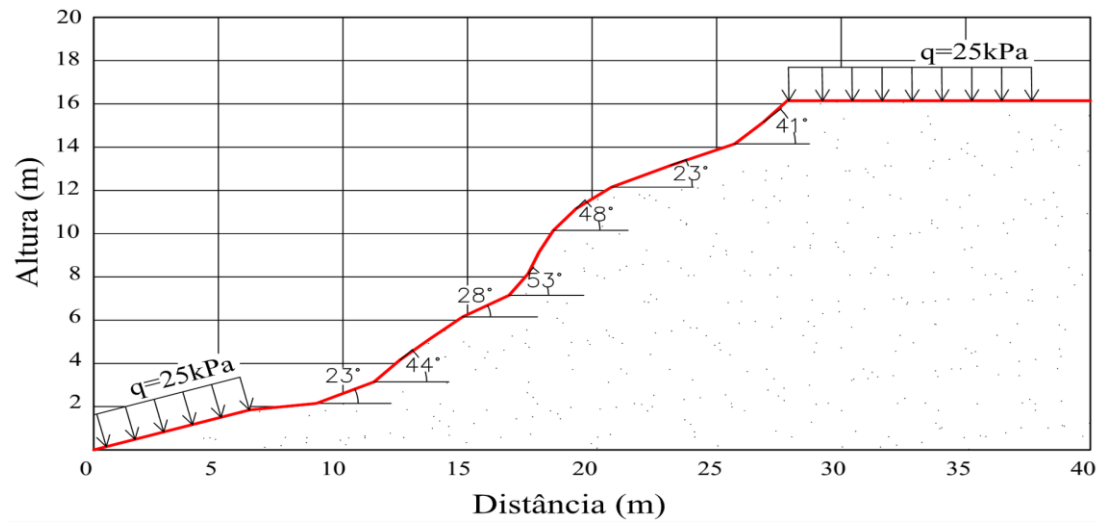


Figura 4.43 – Representação do Perfil da Encosta do Setor 03.



A principal encosta do setor 11 situado no bairro Industrial é mostrada na Figura 4.44. As curvas de nível elaboradas a partir do levantamento planialtimétrico no setor 11 são mostradas na planta da Figura 4.45. O perfil selecionado para a análise de estabilidade no setor 11 é mostrado na Figura 4.46.

Figura 4.44 – Encosta Principal do Setor 11 no Bairro Industrial.



Figura 4.45 – Levantamento Planialtimétrico da Encosta do Setor 11 no Bairro Industrial.

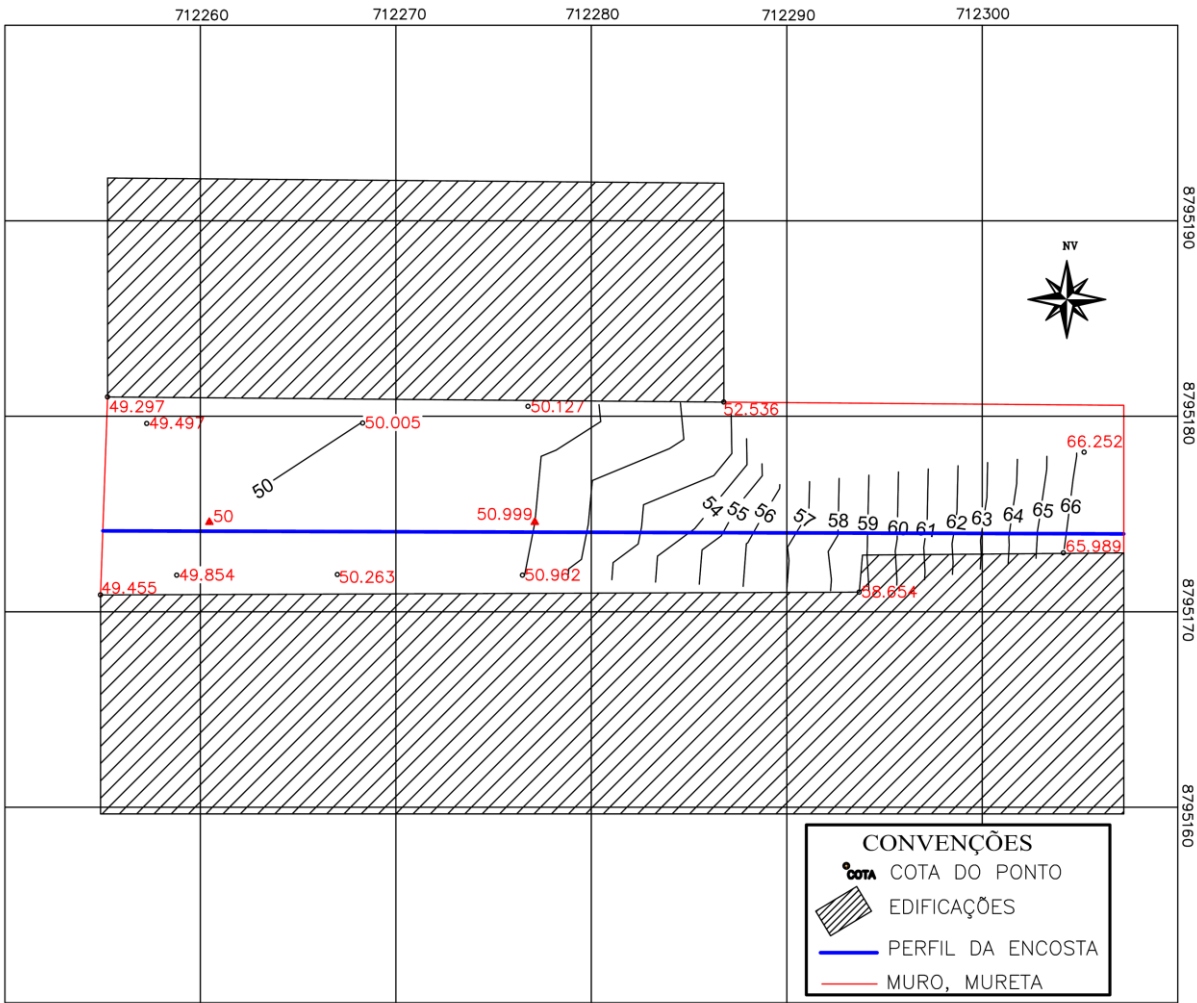
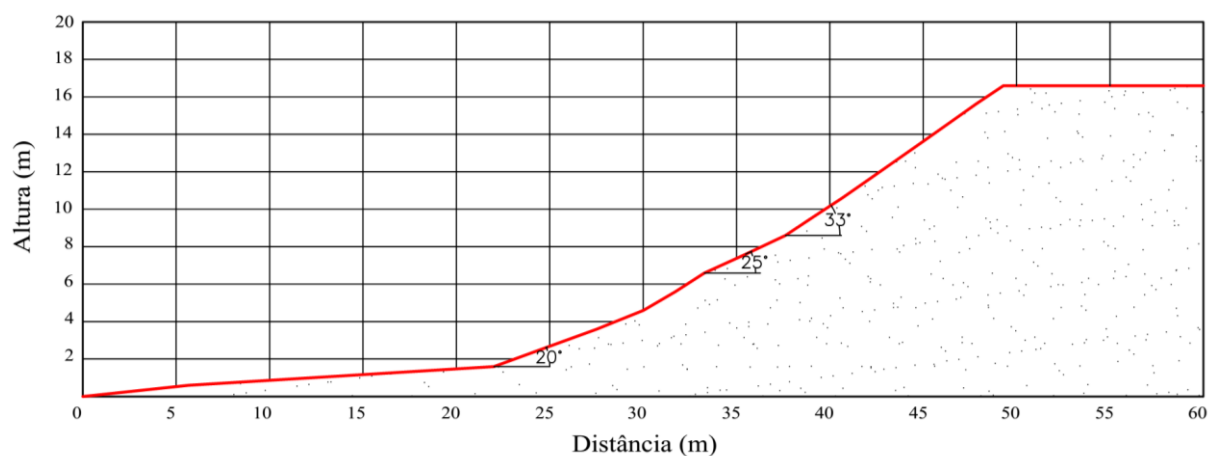


Figura 4.46 – Representação do Perfil da Encosta do Setor 11.



A encosta principal do setor 14, localizado no bairro Japãozinho, é mostrada na Figura 4.47. O levantamento planialtimétrico forneceu a planta baixa apresentada na Figura 4.48. A partir do qual foi selecionado o perfil representado na Figura 4.49 para a execução da análise de estabilidade de taludes.

Figura 4.47 – Encosta Principal do Setor 14 no Bairro Japãozinho.



Figura 4.48 – Levantamento Planialtimétrico da Encosta do Setor 14.

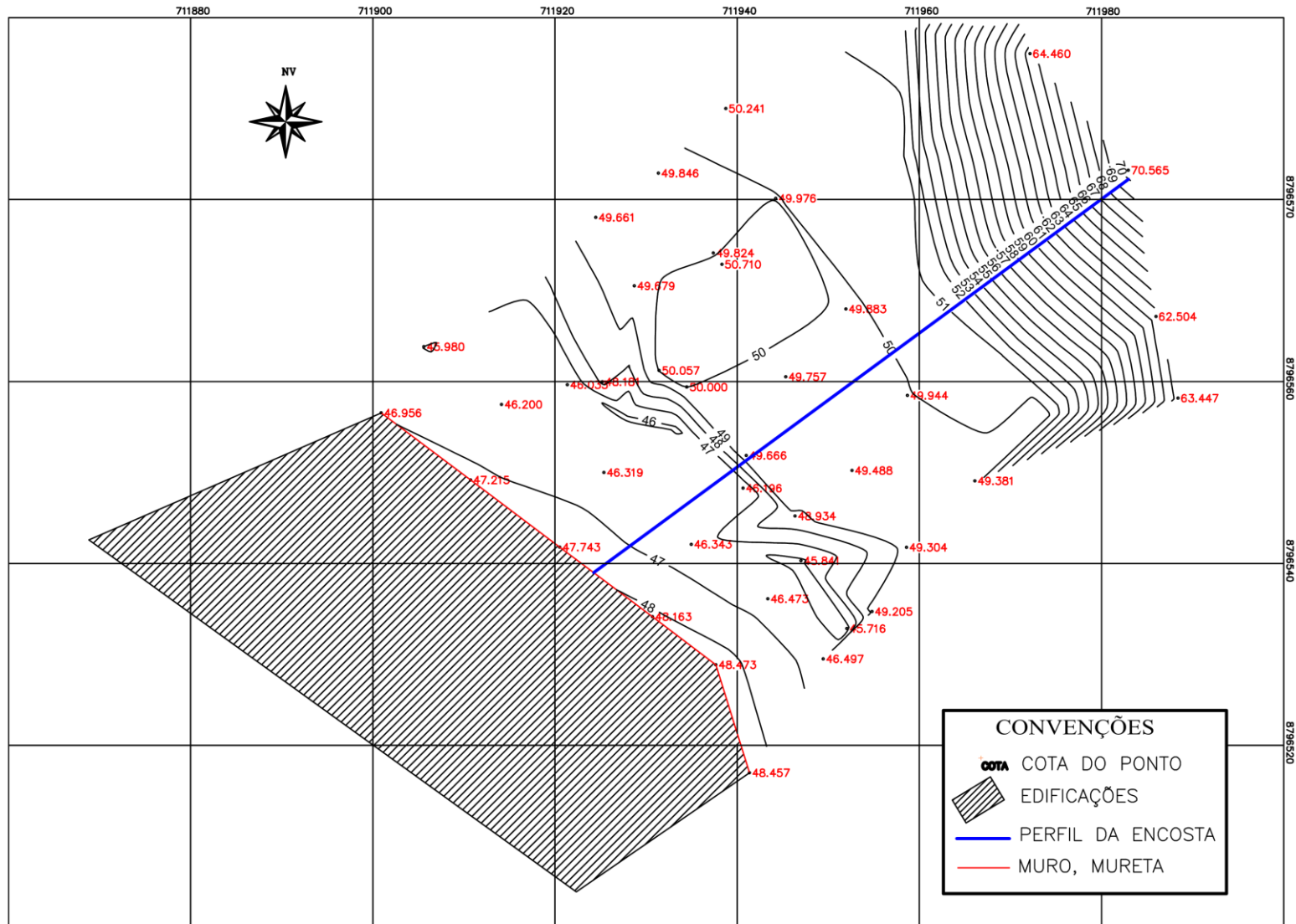
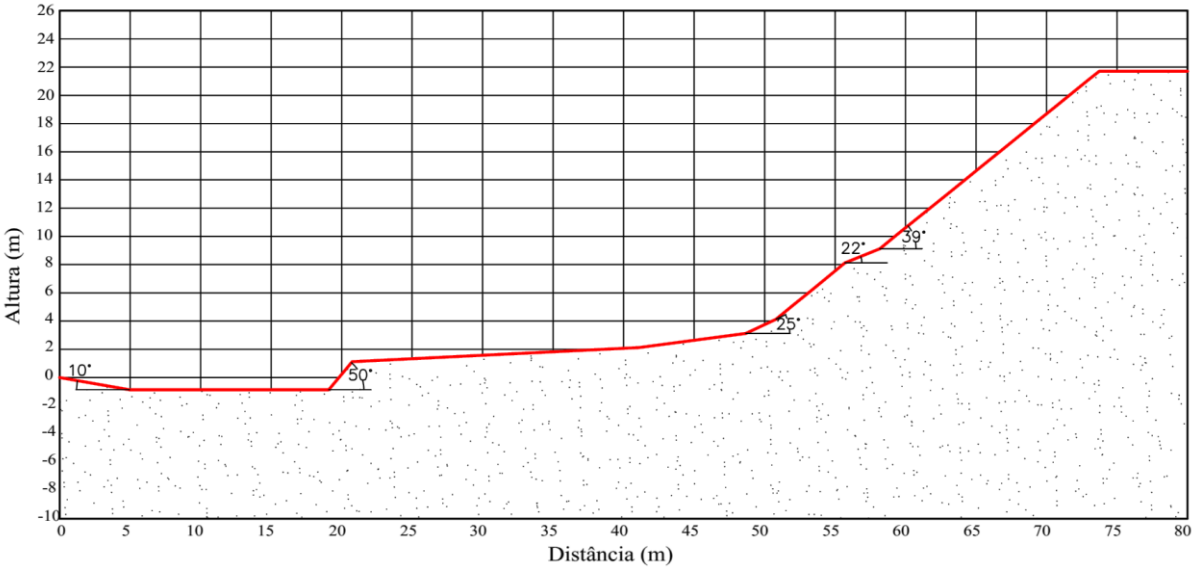


Figura 4.49 – Representação do Perfil da Encosta do Setor 14.




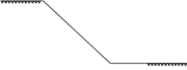






5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Nesta seção serão apresentados os resultados obtidos a partir das análises de risco e perigo, dos ensaios de caracterização geotécnica dos solos e das análises de estabilidade das áreas estudadas.

5.1. Zoneamento das Áreas de Risco de Movimentos Gravitacionais de Massa no Município de Aracaju pela Metodologia de Gusmão Filho *et al.* (1992)

Com a aplicação da metodologia de Gusmão Filho *et al.* (1992) foi possível realizar a análise de risco de movimentos de massa nos setores de encosta de Aracaju. O Quadro 5.1 apresenta a distribuição dos graus de risco por atributo nas áreas estudadas no município.

Quadro 5.1 – Faixas de Grau de Risco dos Atributos Correspondentes aos Fatores Risco.

Fatores	Grau de risco			
Topográfico	Baixo - 1	Médio - 2	Alto - 3	Muito alto - 4
Altura (m)	<10	10-14	14-18	>18
Extensão (m)	<159	159-302	303-445	>445
Declividade (%)	<91	91-135	136-180	>180
Morfologia (perfil)	Côncava 	Retilínea 	Cônc-conv 	Convexa 
Morfologia (planta)	Convexo 	Retilínea 	Sinuosa 	Côncava 
Geológico	Baixo - 1	Médio - 2	Alto - 3	Muito alto - 4
Litologia	Solo residual maduro	Grupo Barreiras	Un. Quaternárias (Continentalis)	Un. Quaternárias (Marinhas)
Textura	Areno-argilosa	Areno-siltosa	Argilo-arenosa	Argilosa/Arenosa
Estrutura	Homogênea	Mergulho oposto	Sub-horizontal	Sub-vertical
Movimento e transporte de massa	<ul style="list-style-type: none"> • Ausentes • Rav. Sup. 	Cicatrizes	Erosão no pé da encosta	<ul style="list-style-type: none"> • Rav. Profundo • Fendas
Ambiental	Baixo - 1	Médio - 2	Alto - 3	Muito alto - 4
Vegetação (%)	>70	70-30	<30	Ausente
Drenagem	<ul style="list-style-type: none"> • Extensiva • Parcial 	Insuficiente	Tópica	Inexistente
Cortes	Isolados	Em patamares	Desordenados (-)	Desordenados (+)
Densidade populacional (hab/ha)	<44	44-70	71-98	>98
Saneamento	Saneada	Estação de tratamento	Fossa e sumidouro	Água servida escoando
Tratamento	<ul style="list-style-type: none"> • Extensivo • Parcial 	Insuficiente	Tópico	Inexistente

As faixas de grau de risco estabelecidas para o município de Aracaju, a partir do cálculo do risco final por setor, são apresentadas no Quadro 5.2.

Quadro 5.2 – Faixas de Grau de Risco de Aracaju.

Grau de Risco	Risco Final
Risco Baixo	<2,14
Risco Médio	2,14-2,40
Risco Alto	2,41-2,67
Risco Muito Alto	>2,67

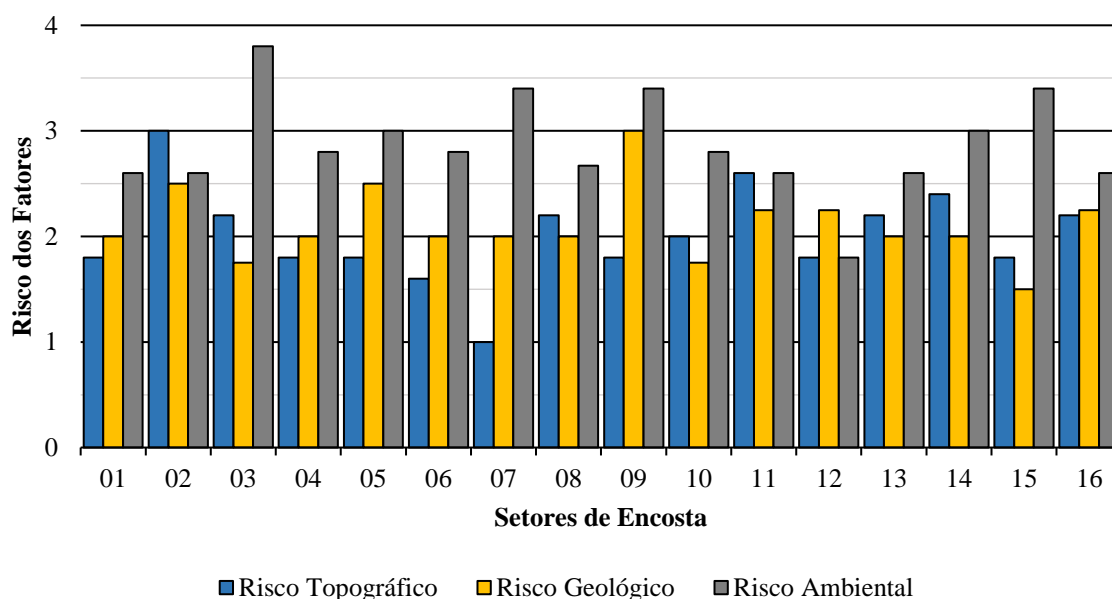
O Quadro 5.3 mostra os valores de risco topográfico, geológico e ambiental das encostas, são apresentados também os valores do risco final para cada setor, calculados através da Equação 4.5. Observou-se que os resultados foram compatíveis com as características apresentadas em campo.

Quadro 5.3 – Grau de Risco por Setor do Município de Aracaju.

Setores de Encosta	Regiões	Risco Topográfico	Risco Geológico	Risco Ambiental	Risco Final	Grau de Risco
01	Sul	1,80	2,00	2,60	2,23	Risco Médio
02	Oeste	3,00	2,50	2,60	2,72	Risco Muito Alto
03		2,20	1,75	3,80	2,93	Risco Muito Alto
04		1,80	2,00	2,80	2,33	Risco Médio
05		1,80	2,50	3,00	2,52	Risco Alto
06		1,60	2,00	2,80	2,27	Risco Médio
07		1,00	2,00	3,40	2,37	Risco Médio
08		2,20	2,00	2,67	2,40	Risco Médio
09		1,80	3,00	3,40	2,80	Risco Muito Alto
10		2,00	1,75	2,80	2,36	Risco Médio
11	Norte	2,60	2,25	2,60	2,54	Risco Alto
12		1,80	2,25	1,80	1,88	Risco Baixo
13		2,20	2,00	2,60	2,37	Risco Médio
14		2,40	2,00	3,00	2,63	Risco Alto
15		1,80	1,50	3,40	2,55	Risco Alto
16		2,20	2,25	2,60	2,41	Risco Alto

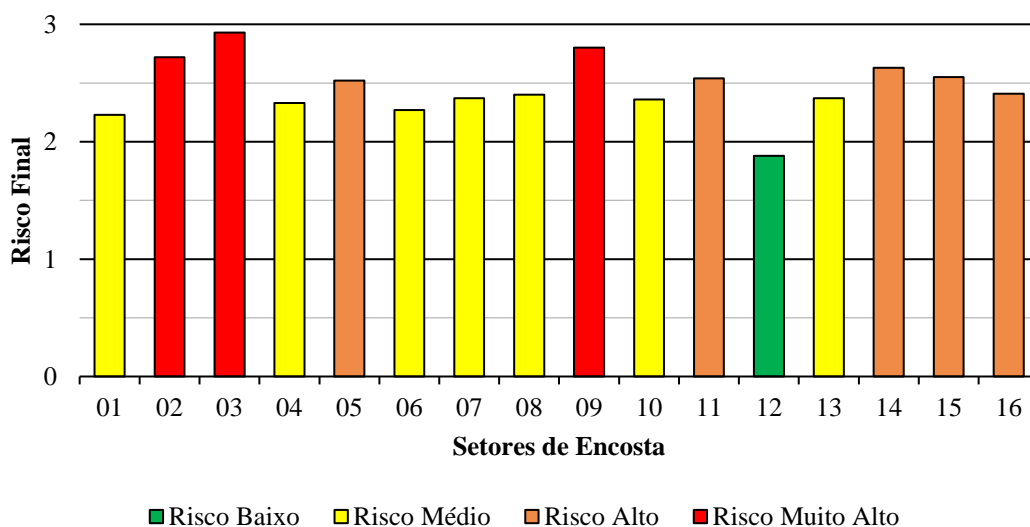
A Figura 5.1 mostra o gráfico que representa os valores de risco topográfico, geológico e ambiental de cada setor de encosta estudado. Percebe-se que na maioria dos setores avaliados, o fator ambiental apresentou maiores valores de risco quando comparado aos demais fatores. Entre os fatores topográfico e geológico, essa relação foi equilibrada entre os 16 setores.

Figura 5.1 – Distribuição dos Valores de Risco dos Fatores em Aracaju.



A Figura 5.2 representa a distribuição dos valores de risco final entre os setores de encosta analisadas e o grau de risco ao qual pertencem. Devido a facilidade de relacionar os níveis de risco com os termos linguísticos adotados, foi utilizado o sistema de cores semafóricas para representar os graus de risco. Nesse caso, a cor verde corresponde ao grau de risco baixo, as cores amarela, laranja e vermelha correspondem aos graus de risco médio, alto e muito alto, respectivamente.

Figura 5.2 – Distribuição dos Valores de Risco Final em Aracaju.



Com a determinação dos graus de risco em Aracaju, foi possível definir a abrangência do risco de cada setor, ou seja, realizou-se o zoneamento de risco a partir da delimitação dos setores.

5.1.1. Delimitação dos Setores de Risco

Nesta seção são apresentadas as delimitações correspondentes aos setores de encostas considerados no zoneamento de risco de Aracaju de acordo com a região onde se localizam. A representação dos graus de risco dos setores também utiliza o sistema de cores semafóricas.

a) Região Sul

O setor 01 (S01), único setor da região sul, está situado no bairro Santa Maria e foi classificado com risco médio. A região de maior cota desse setor constitui uma área de extração de material, como pode ser visto na Figura 5.3. O risco ambiental nesse setor teve maior destaque na análise de risco de escorregamento.

Figura 5.3 – Zoneamento do Setor 01 no Bairro Santa Maria.



Fonte: Adaptado do Google (2016).

b) Região Oeste

A região Oeste de Aracaju contempla os setores 02 a 10. O setor 02 (S02) localiza-se no bairro Jabotiana e apresenta risco muito alto, representado na Figura 5.4, o que corresponde aos danos provocados a estrutura dos condomínios situados na base das encostas.

Figura 5.4 – Zoneamento do Setor 02 no Bairro Jabotiana.

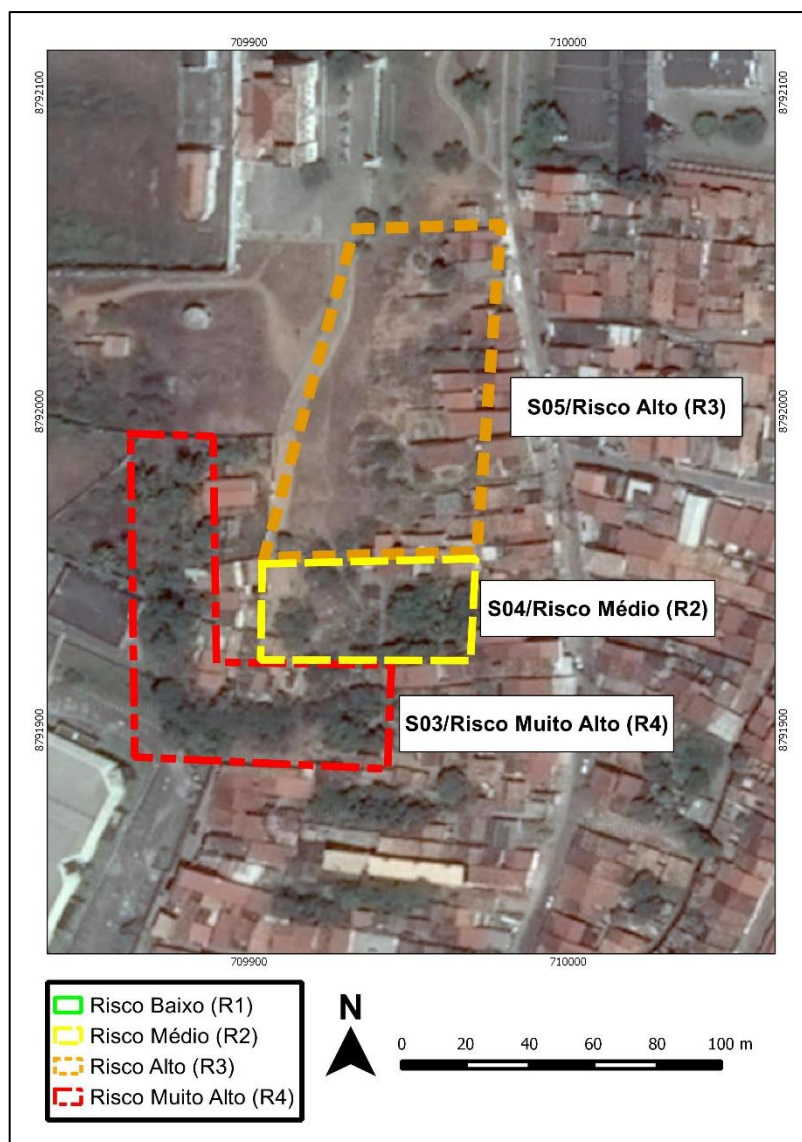


Fonte: Adaptado do Google (2016).

Os setores 03 a 09 estão localizados no bairro América. No setor 03 (S03) situa-se os fundos de residências que estão situadas entre o setor 03 e os setores 04 e 05, ou seja, a ocorrência de um deslizamento caracterizado por uma intensa movimentação de massa geraria grandes transtornos para a população. O setor 04 (S04) conta com mais de 70% de cobertura vegetal e poucos cortes, além de baixas altura, declividade e extensão, o que explica o grau de

risco médio atribuído ao setor. O setor 05 (S05) sofre forte ação antrópica, sendo caracterizado por vários cortes desordenados objetivando o avanço da população sobre as encostas, além disso, foi possível a identificação de processos erosivos que contribuem para o risco alto do setor. Os setores de 03 a 05 foram classificados com risco muito alto, médio e alto, respectivamente, e são representados na Figura 5.5.

Figura 5.5 – Zoneamento dos Setores 03 a 05 no Bairro América.



Fonte: Adaptado do Google (2016).

Os setores 06 e 07 (Figura 5.6), também localizados no bairro América, apresentam grau de risco médio. O setor 06 (S06) sofre grande interferência antrópica devido a construção de residências que avançam sobre as encostas de forma indiscriminada. Desse modo, no setor 06 destaca-se o grau de risco ambiental. O setor 07 (S07), apesar da forte ação antrópica, sendo

caracterizados por vários cortes desordenados objetivando o avanço da ocupação das encostas, apresentou grau de risco médio.

Figura 5.6 – Zoneamento dos Setores 06 e 07 no Bairro América.



Fonte: Adaptado do Google (2016).

O setor 08 (S08) conta com uma mureta de contenção que atua parcialmente na extensão da encosta, o que reduziu consideravelmente o grau de risco ambiental, contribuindo para o risco médio atribuído ao setor. Além disso, o setor 08 é constituído por encostas abatidas, o que reduz o risco topográfico. O risco muito alto foi atribuído ao setor 09 (S09), que além da alta declividade, também é caracterizado pela elevada ocupação na base e no topo das encostas, inclusive com a execução de cortes na base com o intuito de ampliar a área de algumas residências. A Figura 5.7 representa os riscos médio e muito alto dos setores 08 e 09.

Figura 5.7 – Zoneamento dos Setores 08 e 09 no Bairro América.



Fonte: Adaptado do Google (2016).

O setor 10 (S10) localizado no bairro Suíssa foi classificado com grau de risco médio. O setor 10 (Figura 5.8) é constituído por encostas abatidas, e apresentou valores de risco topográfico e geológico menos elevados.

Figura 5.8 – Zoneamento do Setor 10 no Bairro Suíssa.



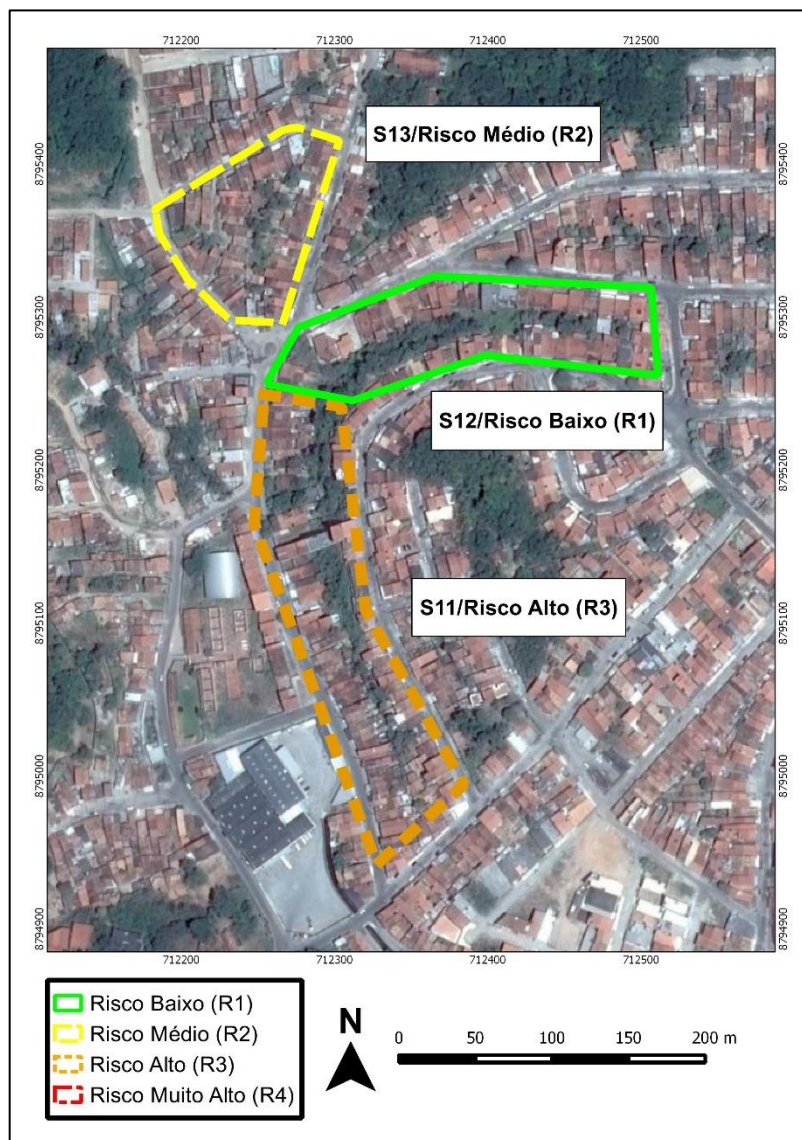
Fonte: Adaptado do Google (2016).

c) Região Norte

Os setores 11 a 16 localizam-se na região norte do município aracajuano. Os setores de 11 a 13 estão localizados no bairro Industrial. O setor 11 (S11) está localizado em uma região com alta densidade populacional e parâmetros topográficos que contribuem para o grau de risco alto atribuído a esse setor. O setor 12 (S12), foi classificado como de risco baixo, possivelmente devido ao emprego de estruturas de contenção construídas pelos próprios moradores no fundo das edificações na parte inferior das encostas o que reduz o risco, assim como a presença marcante da cobertura vegetal. O setor 13 (S13), apesar de apresentar grau de risco médio, foi cenário de um escorregamento que tornou necessária a interdição de três residências devido ao

comprometimento estrutural das mesmas. A Figura 5.9 representa os setores de 11 a 13 e as suas classificações de risco.

Figura 5.9 – Zoneamento dos Setores 11 a 13 no Bairro Industrial.



Fonte: Adaptado do Google (2016).

Ao setor 14 (S14), localizado no bairro Japãozinho, foi atribuído o grau de risco alto devido ao fator topográfico, visto que o mesmo possui altura e extensão elevadas, e ao fator ambiental devido aos vários cortes distribuídos de forma desordenada e a pouca cobertura vegetal. O setor 14 e a representação do risco pode ser visto na Figura 5.10.

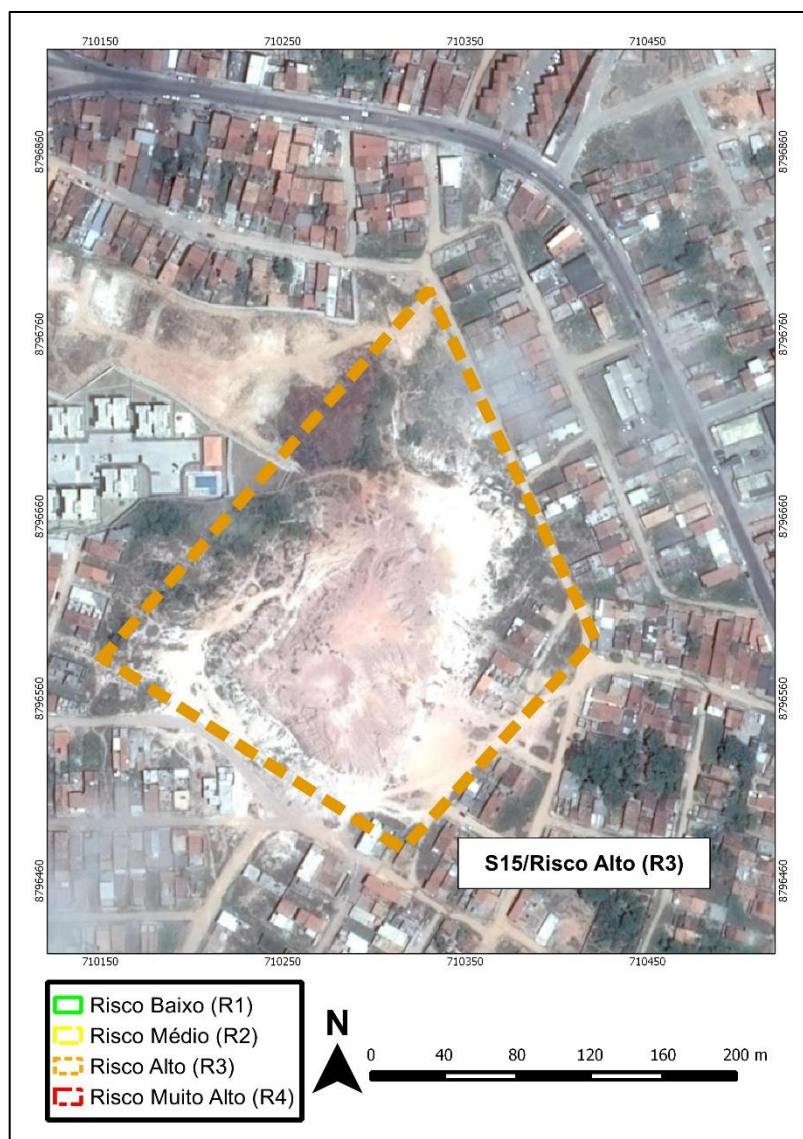
Figura 5.10 – Zoneamento do Setor 14 no Bairro Japãozinho.



Fonte: Adaptado do Google (2016).

O setor 15 (S15) localizado no bairro Cidade Nova foi classificado com risco alto (Figura 5.11). O setor é constituído por material geológico altamente suscetível a processos erosivos, além disso, o setor é desprovido de cobertura vegetal e apresenta diversos cortes desordenados. Ocorre ainda, a extração de material mineral para a utilização na construção civil.

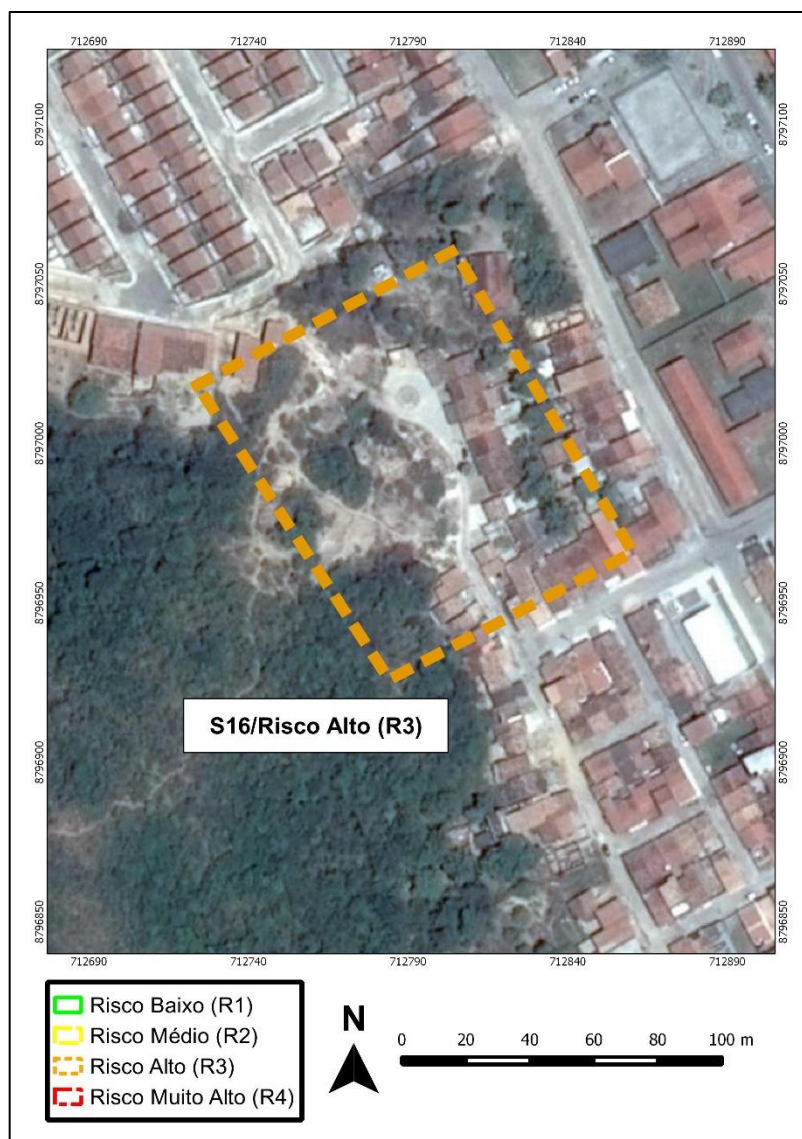
Figura 5.11 – Zoneamento do Setor 15 no Bairro Cidade Nova.



Fonte: Adaptado do Google (2016).

O setor 16 (S16) é caracterizado pela maior declividade encontrada nos setores estudados, pouquíssima cobertura vegetal e material geológico pouco resistente a processos erosivos, características compatíveis com o grau de risco alto atribuído ao setor (Figura 5.12).

Figura 5.12 – Zoneamento do Setor 16 no Bairro Porto Dantas.



Fonte: Adaptado do Google (2016).

5.2. Análise de Perigo de Movimentos Gravitacionais de Massa no Município de Aracaju pela Metodologia de Faria (2011)

A análise de perigo de deslizamento realizada através da metodologia proposta por Faria (2011) define o índice de perigo (IP) e os graus de perigo correspondentes aos setores estudados. Os valores dos índices de perigo são calculados de acordo com os pesos dos indicadores de perigo e suas classes para os processos identificados em campo. Os graus de perigo foram divididos em 4 faixas: P1 (Perigo Baixo), P2 (Perigo Médio), P3 (Perigo Alto) e P4 (Perigo Muito Alto). A divisão das faixas de grau de perigo adotou o critério apresentado no item 2.2.4. A média aritmética (\bar{X}) dos IPs dos 16 setores foi igual a 26,83, o desvio padrão (Δ) foi de 7,05.

O coeficiente de variação, definido pela relação entre o desvio padrão e a média aritmética foi igual a 0,263, ou seja, 26,3% que representa uma distribuição homogênea.

A partir dessas considerações, as faixas de grau de perigo foram calculadas levando-se em consideração o disposto no item 2.2.4, onde a expressão $IP = \bar{X} \pm 1/2 \Delta$ é utilizada para determinar os intervalos de tais faixas. Dessa forma, os graus de perigo são definidos conforme o Quadro 5.4. Os graus de perigo atribuídos a cada setor são descritos no Quadro 5.5.

Quadro 5.4 – Faixas de Grau de Perigo dos Setores de Aracaju.

Índice de Perigo	Grau de Perigo
$IP < 23,31$	Perigo Baixo
$23,31 \leq IP \leq 30,36$	Perigo Médio
$IP > 30,36$	Perigo Alto
Feições de Instabilidade	Perigo Muito Alto

Quadro 5.5 – Grau de Perigo por Setor do Município de Aracaju.

Setores de Encosta	Processo	IP	Grau de Perigo
1	Escorregamento solo/rocha	36,88	Alto
2	Escorregamento solo/rocha	39,96	Muito Alto
3	Escorregamento raso de solo	30,17	Muito Alto
4	Escorregamento solo/rocha	22,40	Baixo
5	Escorregamento solo/rocha	20,18	Baixo
6	Escorregamento raso de solo	18,12	Baixo
7	Escorregamento solo/rocha	25,20	Médio
8	Escorregamento raso de solo	23,01	Baixo
9	Escorregamento raso de solo	25,35	Muito Alto
10	Escorregamento raso de solo	25,11	Médio
11	Escorregamento solo/rocha	23,87	Médio
12	Escorregamento raso de solo	18,12	Baixo
13	Escorregamento raso de solo	22,32	Baixo
14	Escorregamento solo/rocha	33,07	Muito Alto
15	Escorregamento solo/rocha	26,31	Muito Alto
16	Escorregamento raso de solo	39,27	Muito Alto

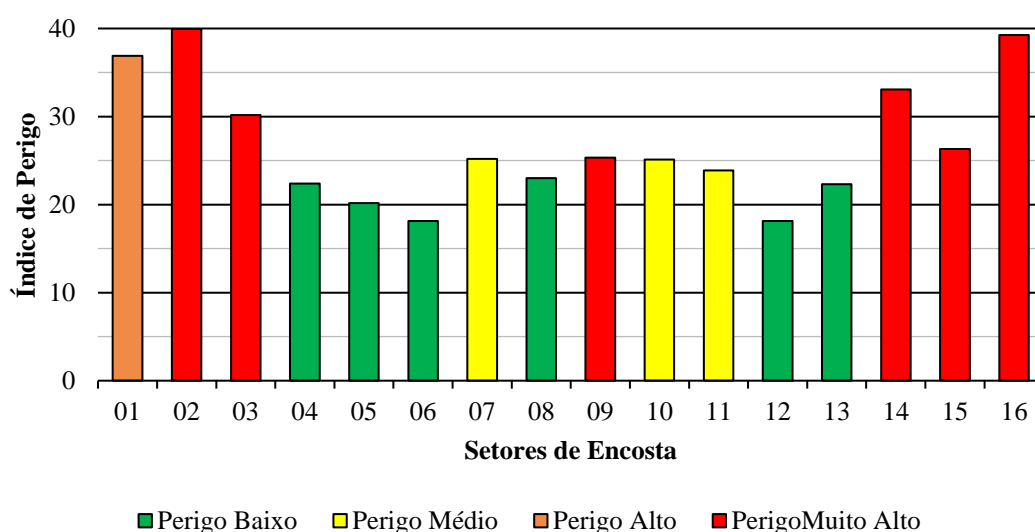
Os setores 02, 03, 09, 14, 15 e 16 apresentam feições de instabilidade expressivas, portanto são compatíveis com o grau de risco muito alto. As feições de instabilidade observadas nos setores 02, 14, e 16 foram cicatrizes, no setor 03 foram degraus de abatimento, no setor 09 observou-se erosão no pé das encostas e no setor 15 foram observados fendas e sulcos erosivos.

A principal diferença entre as metodologias de Faria (2011) e de Gusmão Filho *et al.* (1992) é que a primeira se refere a uma análise de perigo que avalia apenas os condicionantes físicos e ambientais dos deslizamentos, enquanto a segunda trata-se de uma análise de risco que considera, além dos condicionantes naturais, a densidade populacional como representante da vulnerabilidade. Além disso, a análise realizada através da metodologia AHP é classificada como semi-quantitativa, o que reduz o fator subjetivo da análise baseada na experiência do avaliador, enquanto a análise de risco é totalmente qualitativa, ou seja, totalmente baseada na observação do avaliador.

Os graus de risco e perigo quando não apresentaram classificações semelhantes, os graus de perigo ficaram em uma classe próxima da classificação baseada na análise de risco, exceto no setor 05. Além da influência da densidade populacional nos valores de grau de risco, uma outra explicação para os graus de perigo e risco diferentes, seria o peso atribuído a cada classe de atributos.

A Figura 5.13 representa a distribuição dos índices de perigo dos setores de Aracaju e o grau de perigo ao qual pertencem. Assim como na análise de risco, o sistema de cores semafóricas foi associado ao grau de perigo.

Figura 5.13 – Distribuição dos Índices de Perigo em Aracaju.



5.3. Caracterização Geotécnica dos Solos das Áreas de Estudo

A análise de estabilidade de taludes exige o estudo geotécnico dos materiais que compõem as encostas. Para isso, foram realizados ensaios de adensamento, resistência ao cisalhamento e caracterização dos solos coletados nas principais encostas dos setores alvo das análises de estabilidade.

Os ensaios de caracterização contemplam a análise granulométrica, o ensaio de densidade real e os limites de Atterberg realizados a partir das aparas das amostras indeformadas AMI 01, AMI 02 e AMI 03 e com a amostra deformada AMD 04. Os solos foram classificados segundo o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS). As características dos solos analisados são apresentadas no Quadro 5.6. Vale ressaltar que os percentuais de cada granulometria e os valores dos índices de consistência são representados pelas médias dos valores encontrados nos dois conjuntos de ensaios realizados para cada solo. O solo da amostra AMI 01 corresponde ao setor 01 localizado no bairro Santa Maria, o solo da amostra AMI 02 coletada no setor 03 localiza-se no bairro América e os materiais das amostras AMI 03 e AMI 04 /AMD 04 correspondem aos setores 11 e 14 localizados nos bairros Industrial e Japãozinho, respectivamente.

Quadro 5.6 – Características dos Solos Estudados.

Características	AMI 01	AMI 02	AMI 03	AMD 04
Umidade higroscópica (%)	4,00	1,85	2,47	2,10
Pedregulho (%)	4,02	4,34	4,25	0,10
Areia (%)	50,38	61,99	69,48	64,53
Silte (%)	9,99	15,75	6,54	11,33
Argila (%)	35,62	17,92	19,74	24,05
w_L (%)	38	NP	20	32
w_P (%)	21		14	16
IP (%)	17		6	16
γ_g (g/cm ³)	2,68	2,66	2,65	2,65
Classificação (SUCS)	SC (Areia argilosa)	SM (Areia siltosa)	SC-SM (Areia argilo-siltosa)	SC (Areia argilosa)
w_L = limite de liquidez; w_P = limite de plasticidade; IP= índice de plasticidade; γ_g = peso específico dos grãos.				

A curva de distribuição granulométrica traçada a partir da média dos dois ensaios de análise granulométrica da amostra AMI 01 é mostrada na Figura 5.14. Já as curvas granulométricas correspondentes as amostras AMI 02, AMI 03 e AMD 04, são apresentadas nas Figuras 5.15 a 5.17.

Figura 5.14 – Curva Granulométrica da Amostra AMI 01 - Setor 01.

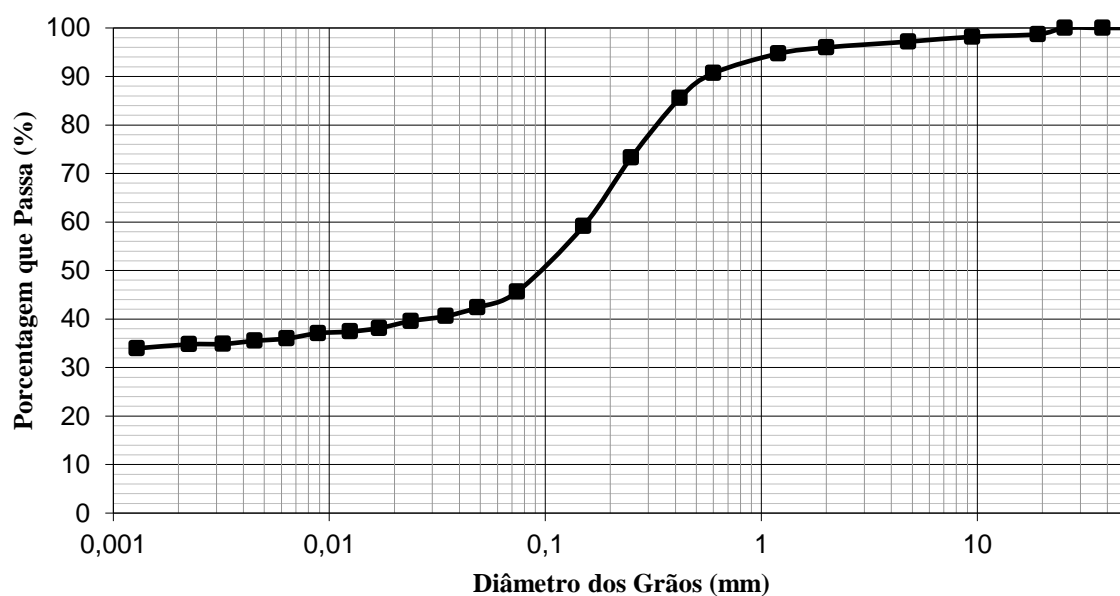


Figura 5.15 – Curva Granulométrica da Amostra AMI 02 - Setor 03.

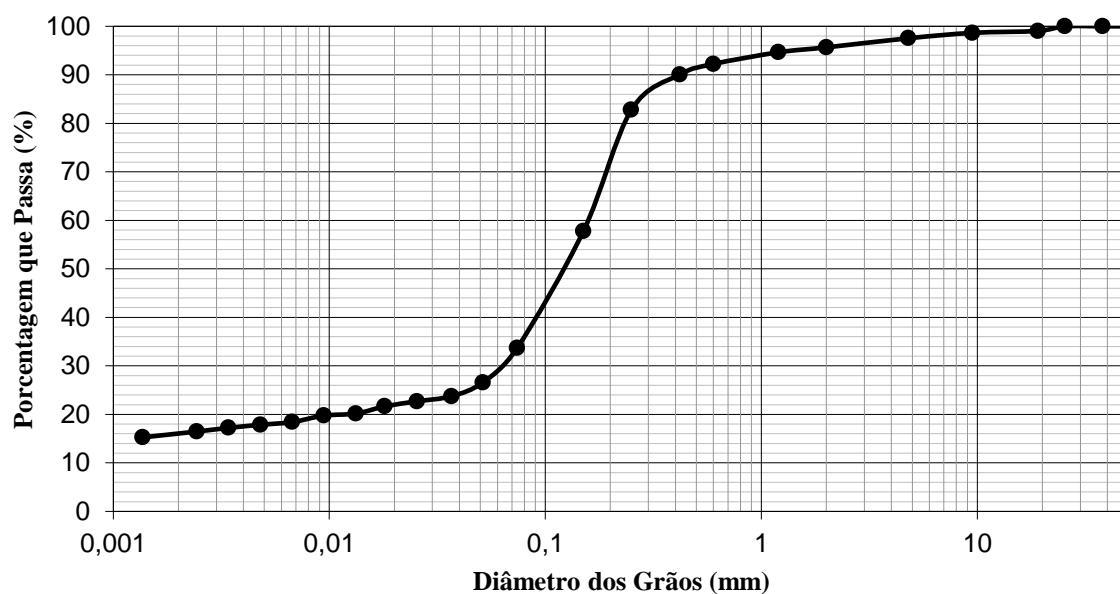


Figura 5.16 – Curva Granulométrica da Amostra AMI 03 - Setor 11.

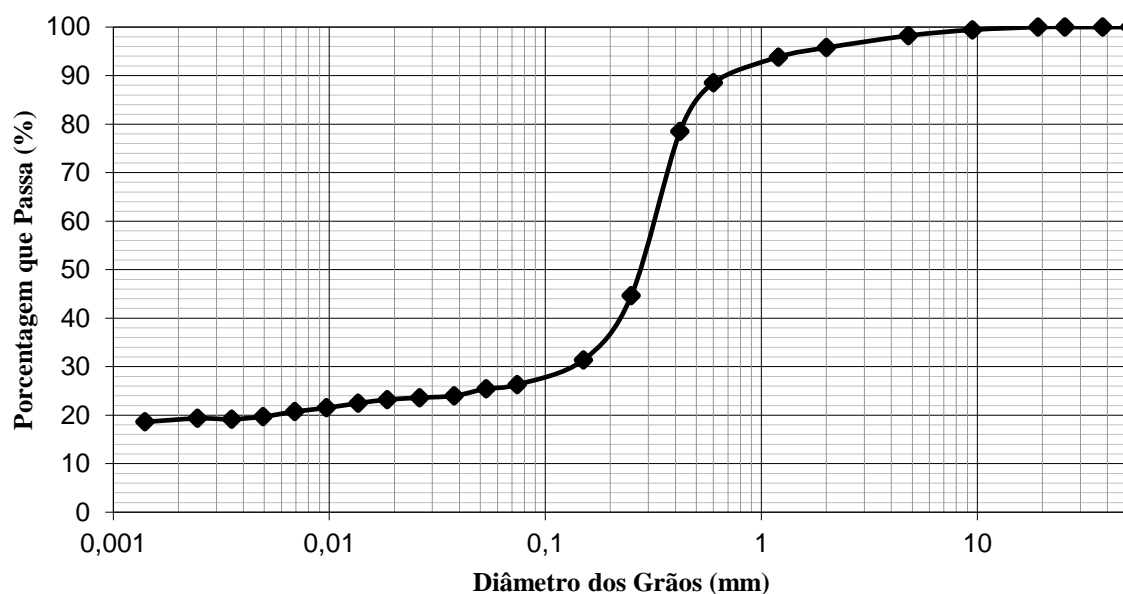
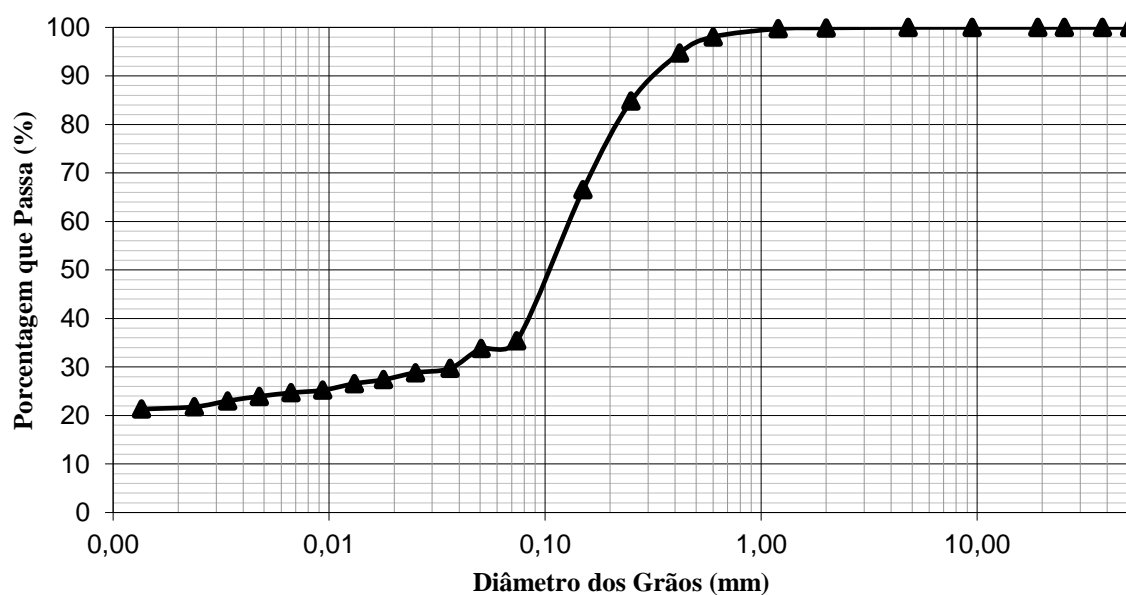


Figura 5.17 – Curva Granulométrica da Amostra AMD 04 - Setor 14.



Os quatro solos estudados para a análise de estabilidade, apresentaram-se como solos de granulometria grossa, ou seja, compostos por mais de 50% de pedregulhos e areias.

Os solos das amostras AMI 01 e AMD 04 são considerados altamente plásticos, ou seja, os índices de plasticidade (IP) são maiores do que 15%, o que corresponde aos percentuais mais elevados de argila.

O solo da amostra AMI 02, coletada no setor 03 apresentou-se como não plástico (NP), isso pode ser atribuído ao alto percentual de silte, já que os siltes, assim como os solos grossos,

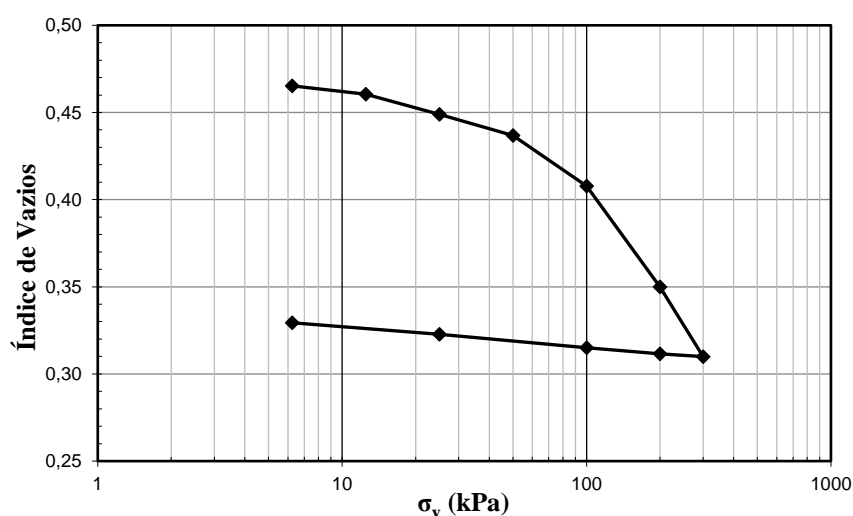
apresentam pouca ou nenhuma plasticidade, além da presença de matéria orgânica no solo, já que o setor é um local de despejo de resíduos.

O solo da amostra AMI 03, coletada no setor 11 foi classificado como pouco plástico, com $1\% < IP < 7\%$. O baixo índice de plasticidade pode ser atribuído ao fato do solo apresentar um baixo percentual de finos na sua composição e um baixo índice de atividade da argila, igual a 0,32.

Antes dos ensaios de cisalhamento direto, foram realizados os ensaios de adensamento unidimensional para determinar as tensões de pré-adensamento (σ'_{PA}) de cada solo. Todas as tensões de pré-adensamento foram definidas através do método de Pacheco Silva a partir das curvas que representam o índice de vazios ao final de cada estágio *versus* as tensões aplicadas.

A curva de adensamento da amostra AMI 01 é mostrada na Figura 5.18 e forneceu uma tensão de pré-adensamento igual a 72,0 kPa.

Figura 5.18 – Curva de Adensamento da Amostra AMI 01 - Setor 01.



As Figuras 5.19 e 5.20 mostram as curvas de adensamento das amostras AMI 02 e AMI 03, respectivamente. A partir das curvas de adensamento foi possível obter os valores das tensões de pré-adensamento, onde as duas amostras forneceram tensões de pré-adensamento de mesmo valor, igual a 25,0 kPa.

A curva do ensaio de adensamento do corpo de prova da amostra AMI 04 é mostrada na Figura 5.21 e a tensão de pré-adensamento encontrada foi igual a 17,0 kPa.

Figura 5.19 – Curva de Adensamento da Amostra AMI 02 - Setor 03.

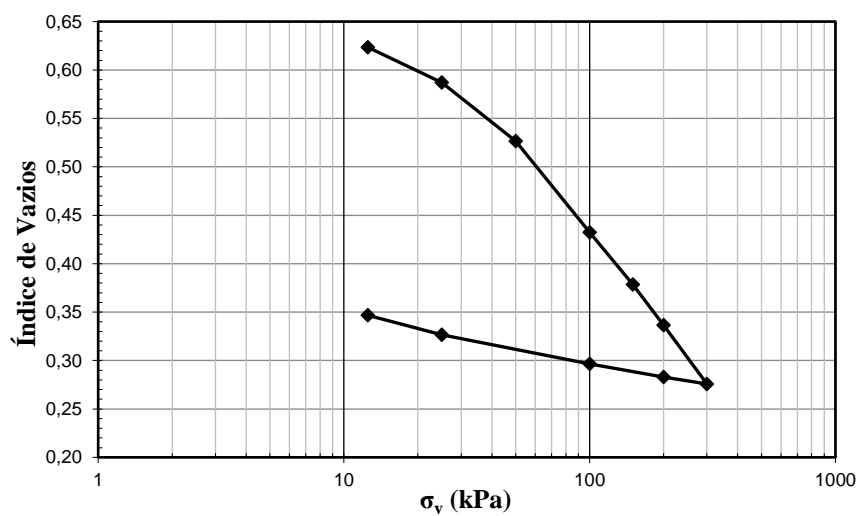


Figura 5.20 – Curva de Adensamento da Amostra AMI 03 - Setor 11.

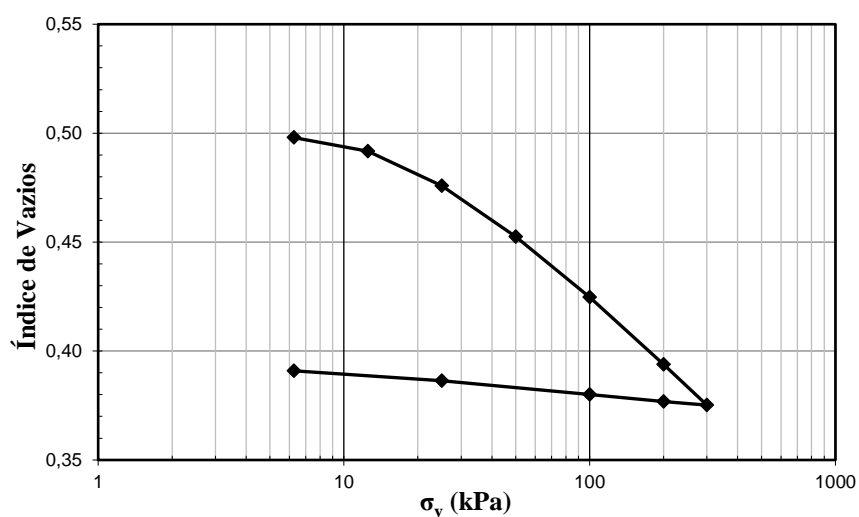
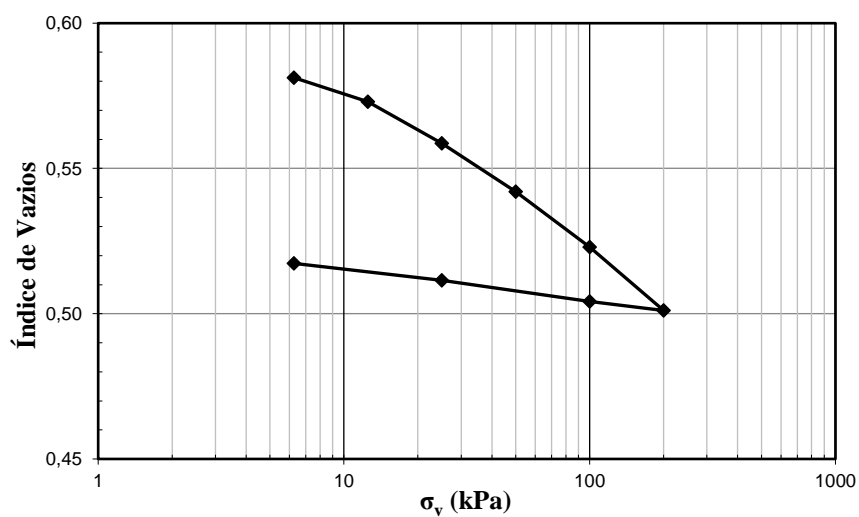


Figura 5.21 – Curva de Adensamento da Amostra AMI 04 - Setor 14.



O Quadro 5.7 sumariza os valores de tensão de pré-adensamento obtidos através dos ensaios de adensamento unidimensional realizados.

Quadro 5.7 – Tensões de Pré-adensamento dos Solos Estudados.

Amostras	Setor de encosta	σ'_{pA} (kPa)
AMI 01	01	72,0
AMI 02	03	25,0
AMI 03	11	25,0
AMI 04	14	17,0

Conhecidas as tensões de pré-adensamento dos solos, foram definidas as tensões normais utilizadas nos ensaios de cisalhamento direto. Foram ensaiados 3 corpos de prova na condição inundada para cada solo. Todos os ensaios de cisalhamento direto foram realizados em condição consolidada e drenada.

A velocidade do ensaio de cisalhamento direto foi definida a partir do t_{90} obtido na curva correspondente à altura do corpo de prova em função do tempo na fase de adensamento do ensaio, sugerido pela norma D3080 (ASTM, 2011), correspondente a tensão normal intermediária aplicada a cada conjunto de corpos de prova. A máxima velocidade adotada foi de 0,1 mm/min, ou seja, ainda que o cálculo da velocidade tenha oferecido um valor acima desse limite, foi utilizada a máxima velocidade considerada para garantir a drenagem durante a execução dos ensaios. Portanto, os corpos de prova correspondentes as amostras AMI 01, AMI 03 e AMI 04 foram cisalhados a 0,1 mm/min, enquanto os corpos de prova da amostra AMI 02 foram cisalhados a 0,08 mm/min.

Os corpos de prova de cisalhamento direto foram moldados a partir das amostras indeformadas, e além da determinação dos parâmetros de resistência, as propriedades dos solos também foram conhecidas utilizando-se as informações adquiridas dos corpos de prova dos ensaios de cisalhamento direto.

As propriedades dos solos foram definidas a partir do peso específico dos grãos (γ_g), da média das umidades naturais e dos valores do peso específico natural (γ) dos solos. Os parâmetros de resistência dos solos (c' , ϕ') foram definidos a partir das envoltórias de resistência de pico.

O Quadro 5.8 mostra as condições dos corpos de prova e os parâmetros de resistência das amostras.

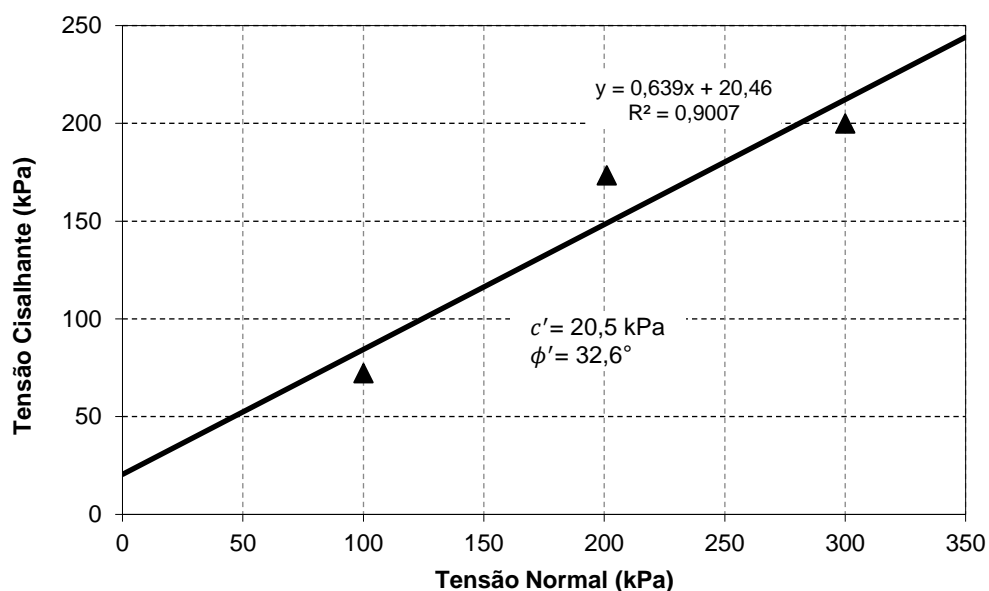
Quadro 5.8 – Condições dos Corpos de Prova e Parâmetros de Resistência dos Solos Estudados.

Condições	AMI 01	AMI 02	AMI 03	AMI 04
w_i (%)	6,58	2,83	3,27	5,15
w_f (%)	21,30	18,42	14,82	18,86
γ (kN/m ³)	16,99	15,82	17,51	17,31
γ_d (kN/m ³)	15,94	15,38	16,96	16,46
γ_{sat} (kN/m ³)	19,98	19,59	20,56	20,24
e_i	0,679	0,727	0,564	0,607
n (%)	40,43	42,10	36,07	37,78
S_{ri} (%)	25,94	10,34	15,37	22,4
c' (kPa)	20,5	0,00	1,4	7,9
ϕ' (°)	32,6	31,5	34,4	32,9

w_i = umidade inicial do solo; w_f = umidade ao fim do ensaio; γ = peso específico natural do solo; γ_d = peso específico do solo seco; γ_{sat} = peso específico do solo saturado; e_i = índice de vazios inicial do solo; n = porosidade do solo; S_{ri} = grau de saturação inicial do solo; c' = intercepto coesivo efetivo; ϕ' = ângulo de atrito efetivo.

O solo da amostra AMI 01 foi submetido a tensões acima da tensão de pré-adensamento, tensões normais de 100, 200 e 300 kPa. A envoltória de resistência do ensaio da amostra AMI 01 é apresentada na Figura 5.22.

Figura 5.22 – Envoltória de Resistência de Pico da Amostra AMI 01 - Setor 01.



O solo da amostra AMI 01 do setor 01 apresentou o maior valor de intercepto de coesão quando comparado aos demais solos (20,5 kPa), o que pode ser explicado pelo alto percentual de argila do solo, como também pelo alto índice de plasticidade (IP). Outra característica que pode contribuir para o intercepto coesivo mais elevado é a presença de concreções no bloco de

amostra indeformada que também fizeram parte dos corpos de prova, tornando-os bastante heterogêneos. Quanto ao ângulo de atrito efetivo (ϕ'), o valor obtido foi de $32,6^\circ$.

Os gráficos que representam os valores de tensão cisalhante e de deformação vertical em função do deslocamento horizontal durante o cisalhamento da amostra AMI 01 são apresentados nas Figuras 5.23 e 5.24, respectivamente.

Figura 5.23 – Gráfico Tensão Cisalhante x Deslocamento Horizontal da Amostra AMI 01.

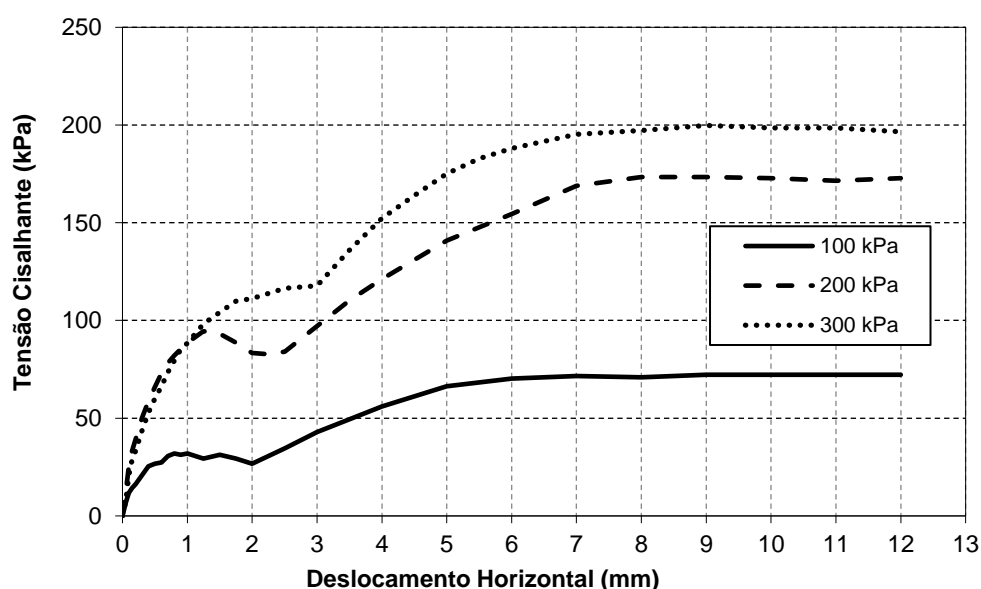
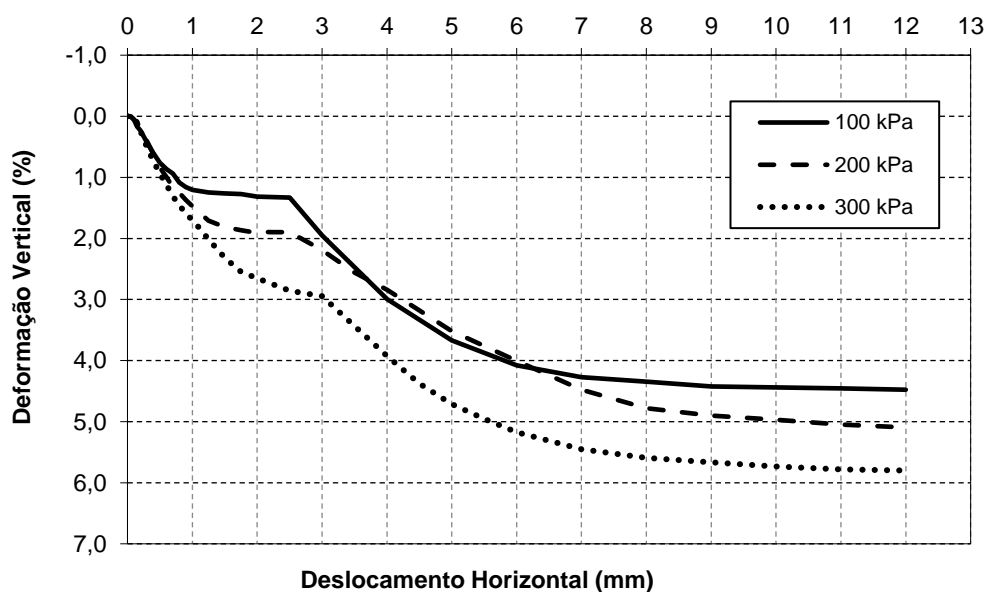


Figura 5.24 – Gráfico Deformação Vertical x Deslocamento Horizontal da Amostra AMI 01.



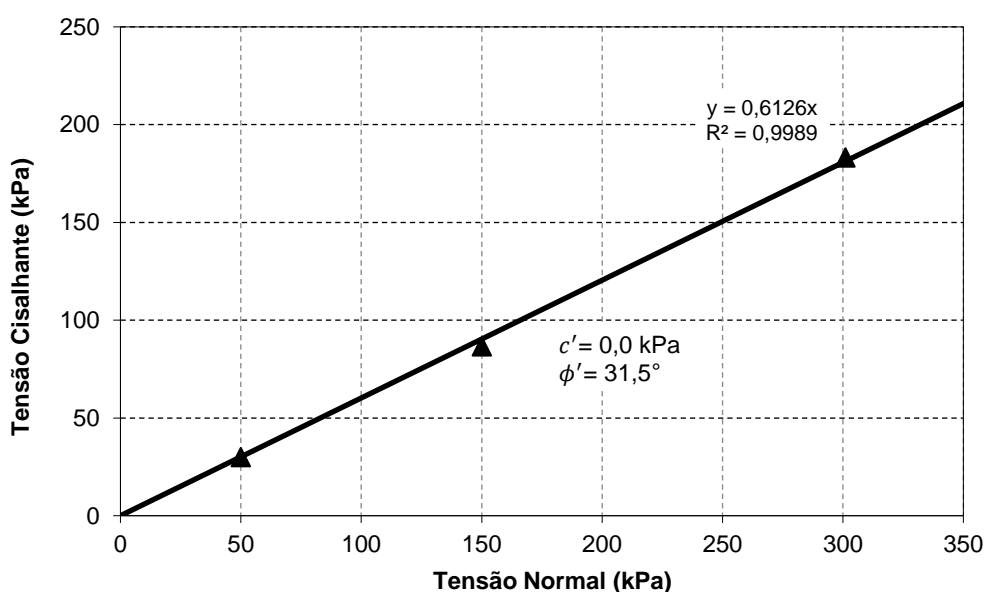
As curvas de tensão cisalhante da amostra AMI 01 para as tensões normais de 100 e 200 kPa apresentam um decréscimo e voltam a apresentar acréscimo de tensão cisalhante após um

intervalo de deslocamento horizontal, provavelmente esse efeito é devido a menor resistência ao cisalhamento imposta pelo solo na porção do corpo de prova correspondente ao intervalo de deslocamento horizontal em questão.

Todas as curvas de tensão de cisalhamento representam o comportamento de um solo normalmente adensado, ausência de pico de resistência. Assim como todas as curvas de deformação vertical indicam o comportamento compressivo do solo, sendo mais acentuado a partir de 2,5 mm de deslocamento horizontal para as tensões de 100 e 200 kPa, e para a tensão normal de 300 kPa, a partir de 3 mm de deslocamento horizontal.

O solo da amostra AMI 02 foi ensaiado sob as tensões normais de 50, 150 e 300 kPa. A envoltória de pico de resistência correspondente ao material da amostra AMI 02 é apresentada na Figura 5.25.

Figura 5.25 – Envoltória de Resistência de Pico da Amostra AMI 02 - Setor 03.



O intercepto coesivo obtido foi nulo, esse valor pode ser devido ao comportamento colapsível que o solo apresentou quando inundado na fase de adensamento do cisalhamento direto, já no primeiro estágio de tensão. Onde foi observada uma redução da altura do corpo de prova da ordem de 16%, passados apenas 15 minutos da aplicação do primeiro estágio de tensão de 50 kPa. O valor do ângulo de atrito foi de $31,5^\circ$.

Os gráficos que representam o comportamento da tensão cisalhante e da deformação vertical em relação ao deslocamento horizontal da amostra AMI 02 são apresentados nas Figuras 5.26 e 5.27, respectivamente.

Figura 5.26 – Gráfico Tensão Cisalhante x Deslocamento Horizontal da Amostra AMI 02.

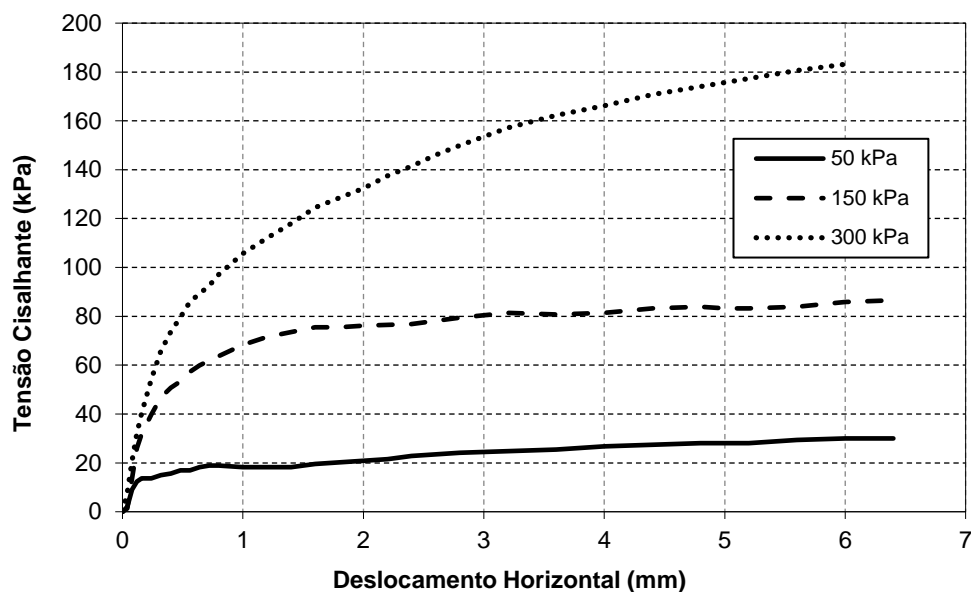
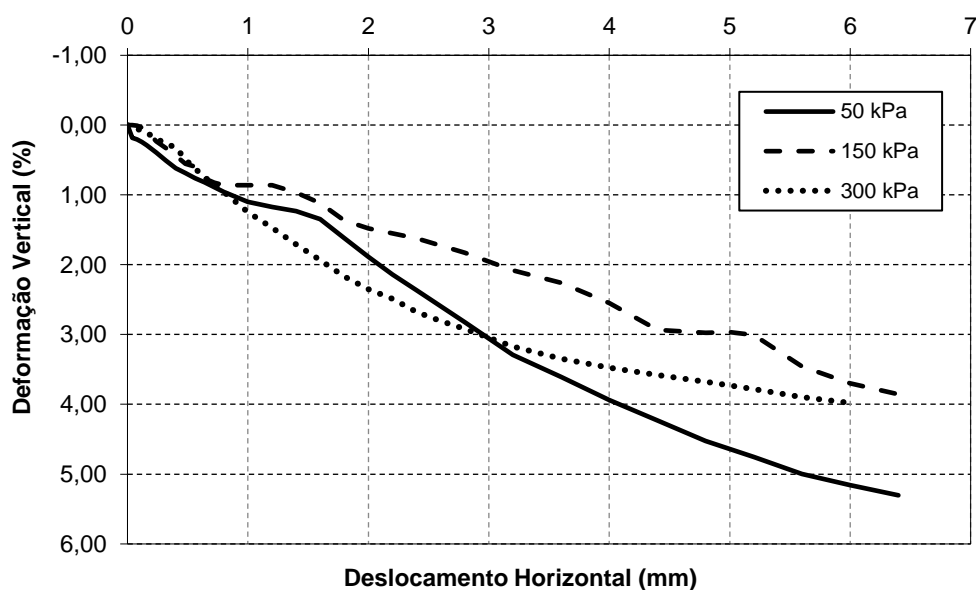


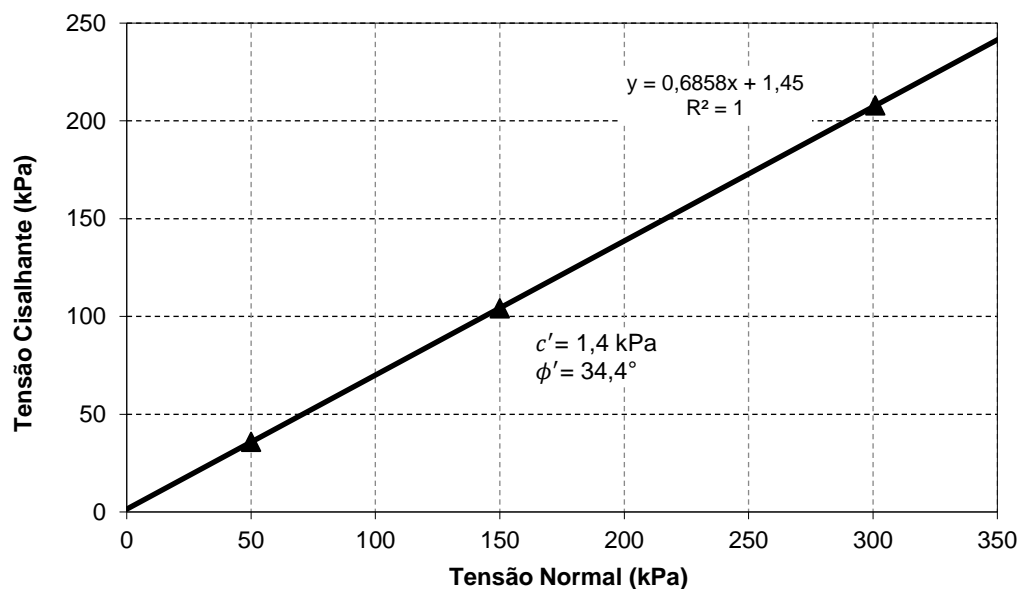
Figura 5.27 – Gráfico Deformação Vertical x Deslocamento Horizontal da Amostra AMI 02.



O solo da amostra AMI 02 apresentou comportamento normalmente adensado quando submetido a todas as tensões normais, não apresentando pico de resistência nas curvas de tensão cisalhante. O solo também apresentou comportamento compressivo em todas as situações, reforçando a característica de solo normalmente adensado. A compressão foi mais acentuada ao final do cisalhamento da amostra submetida a tensão normal mais baixa, 50 kPa.

O solo proveniente da amostra AMI 03 também foi submetido as tensões normais de 50, 150 e 300 kPa. A envoltória de pico de resistência é mostrada na Figura 5.28.

Figura 5.28 – Envoltória de Resistência de Pico da Amostra AMI 03 - Setor 11.



O solo da amostra AMI 03 mostrou-se com um alto percentual de areia e um baixo IP, o que justificaria a baixa coesão apresentada (1,4 kPa). O ângulo de atrito apresentou o valor de $34,4^\circ$.

Os gráficos que representam os valores de tensão cisalhante e de deformação vertical em função do deslocamento horizontal para a amostra AMI 03 são apresentados nas Figuras 5.29 e 5.30.

Figura 5.29 – Gráfico Tensão Cisalhante x Deslocamento Horizontal da Amostra AMI 03.

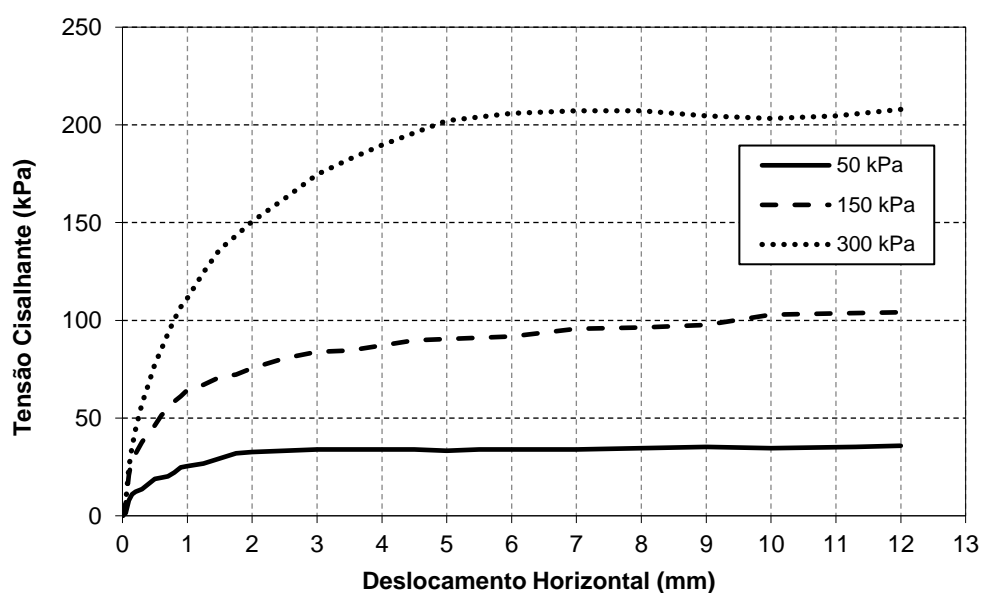
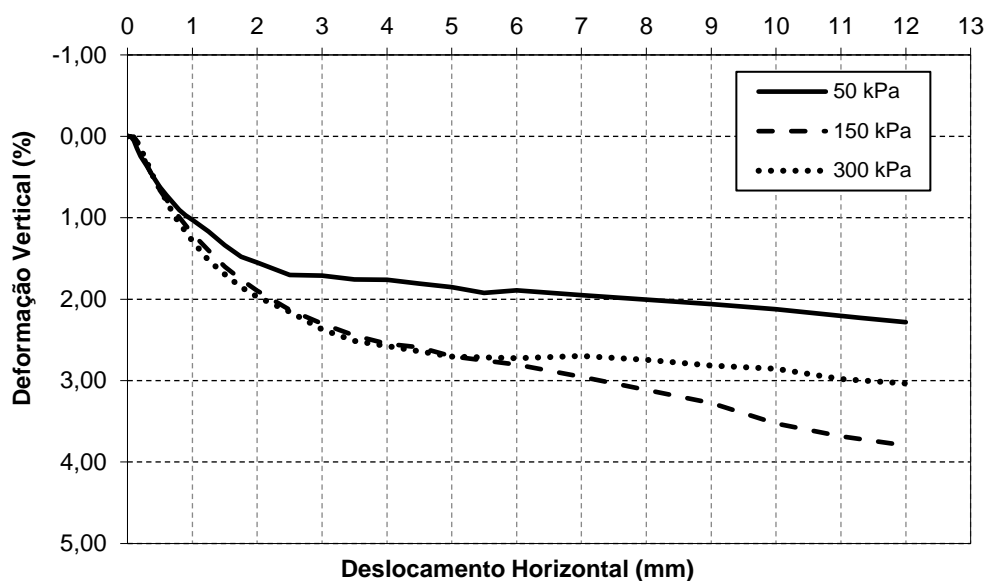


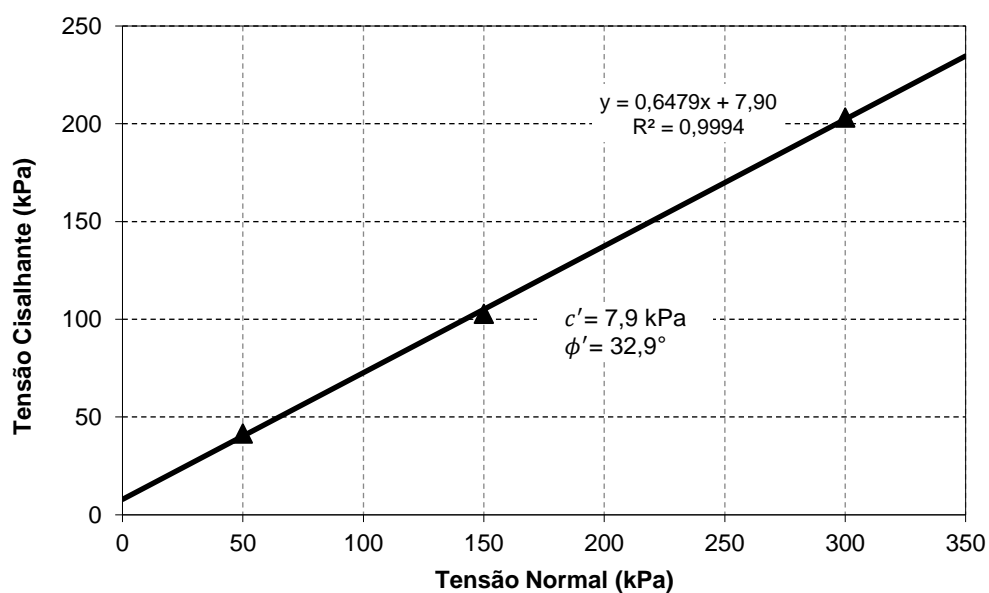
Figura 5.30 – Gráfico Deformação Vertical x Deslocamento Horizontal da Amostra AMI 03.



No ensaio de cisalhamento direto, o solo não apresentou pico de resistência bem definido para as tensões as quais foi submetido, apresentando comportamento normalmente adensado, seguindo o comportamento esperado para um material submetido ao estado de tensões compatível com o solo na condição normalmente adensada, o solo apresentou apenas compressão durante o cisalhamento.

O solo da amostra AMI 04 foi ensaiado com as tensões normais de 50, 150 e 300 kPa. A Figura 5.31 mostra a envoltória de resistência da amostra AMI 04.

Figura 5.31 – Envoltória de Resistência de Pico da Amostra AMI 04 - Setor 14.



A amostra AMI 04 apresentou um baixo valor de coesão, igual a 7,9 kPa, como era esperado devido ao alto percentual de areia, apesar do solo ser classificado como altamente plástico devido à presença de argila. O ângulo de atrito foi identificado como sendo de 32,9°.

Os gráficos que representam o comportamento da tensão cisalhante e da deformação vertical em relação ao deslocamento horizontal da amostra AMI 04 são apresentados nas Figuras 5.32 e 5.33, respectivamente.

Figura 5.32 – Gráfico Tensão Cisalhante x Deslocamento Horizontal da Amostra AMI 04.

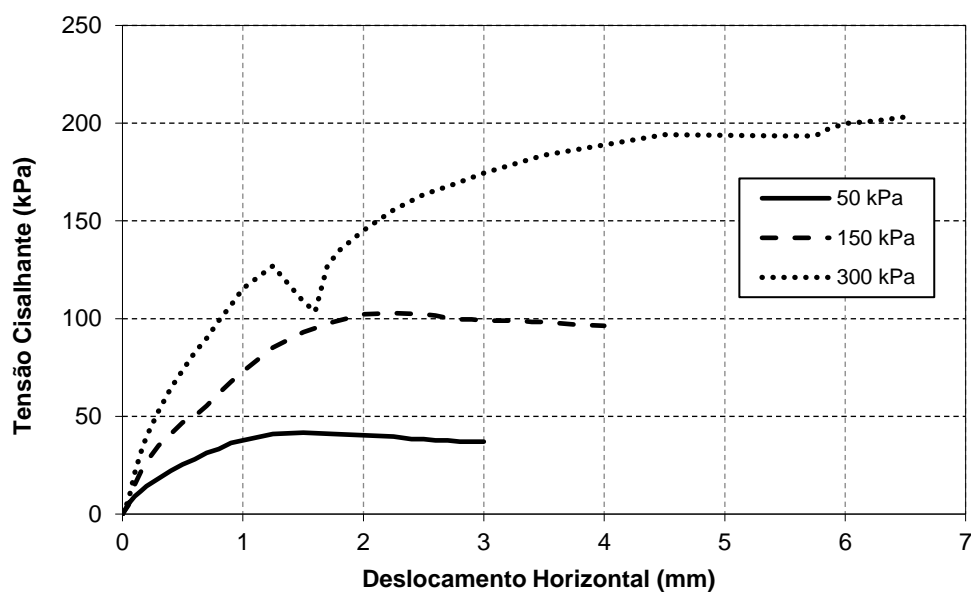
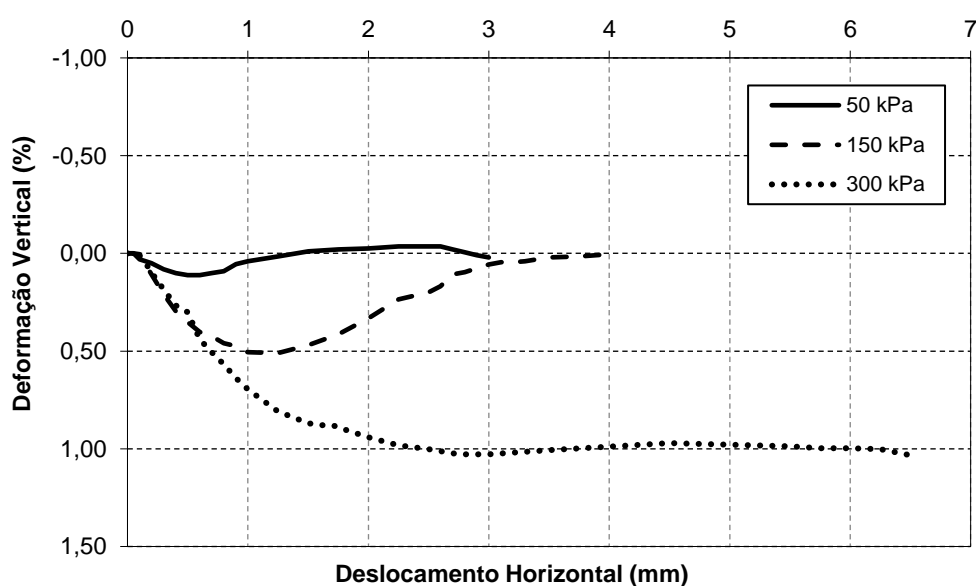


Figura 5.33 – Gráfico Deformação Vertical x Deslocamento Horizontal da Amostra AMI 04.



O solo da amostra AMI 04 sofreu compressão inicial e posteriormente apresentou um comportamento expansivo para as tensões de 50 e 150 kPa, características de um solo sobre

adensado. A tensão máxima de cisalhamento do solo submetido a 300 kPa surgiu apenas ao fim do cisalhamento, portanto, pode-se considerar que o solo se comportou como normalmente adensado e sofreu compressão durante o deslocamento horizontal.

A caracterização geotécnica dos solos das encostas dos setores selecionados de acordo com a análise de risco, forneceu uma amostra das propriedades dos solos de diferentes regiões da cidade, em que se obteve solos com classificações e parâmetros de resistência variados.

As propriedades e parâmetros de resistência foram obtidos a partir da coleta de amostras indeformadas para a moldagem dos corpos de prova a serem ensaiados sob a condição inundada. Além da obtenção de uma amostra das propriedades dos solos de diferentes regiões da cidade, o objetivo dos ensaios de caracterização geotécnica foi fornecer as informações necessárias para a execução da análise de estabilidade das encostas selecionadas. Os valores dos parâmetros de resistência, índice de vazios e índice de plasticidade obtidos a partir dos solos de Aracaju, mantiveram-se dentro dos intervalos apresentados por Coutinho & Severo (2009) abordados no item 3.3 deste trabalho.

5.4. Análise de Estabilidade das Encostas

Conhecidas as características e parâmetros de resistência dos solos, foi possível modelar as encostas no programa OptumG2 e submetê-las à análise de estabilidade. As análises foram desenvolvidas com as características dos solos na condição inundada, afim de verificar os cenários provocados pelo processo de saturação dos materiais das encostas na ocasião de uma alta pluviosidade, por exemplo.

A condição de estabilidade das encostas, quanto aos valores de fator de segurança, foi definida de acordo com a NBR 11682 (Estabilidade de Encostas) (ABNT, 2009). Tanto em termos de perdas de vidas humanas quanto perdas materiais e ambientais, o nível de segurança das encostas analisadas foi classificado como médio. Portanto, o fator de segurança mínimo para a encosta ser considerada estável é de 1,4.

A partir das propriedades e parâmetros de resistência do solo da amostra AMI 01, foi possível obter as malhas de elementos finitos com a indicação da superfície potencial de ruptura, a distribuição das deformações no maciço e a representação do vetor deslocamento da encosta do setor 01, que são apresentados nas Figuras 5.34 a 5.39 em termos de limite inferior e superior.

Figura 5.34 – Malha de Elementos Finitos da Encosta do Setor 01 - Limite Inferior.

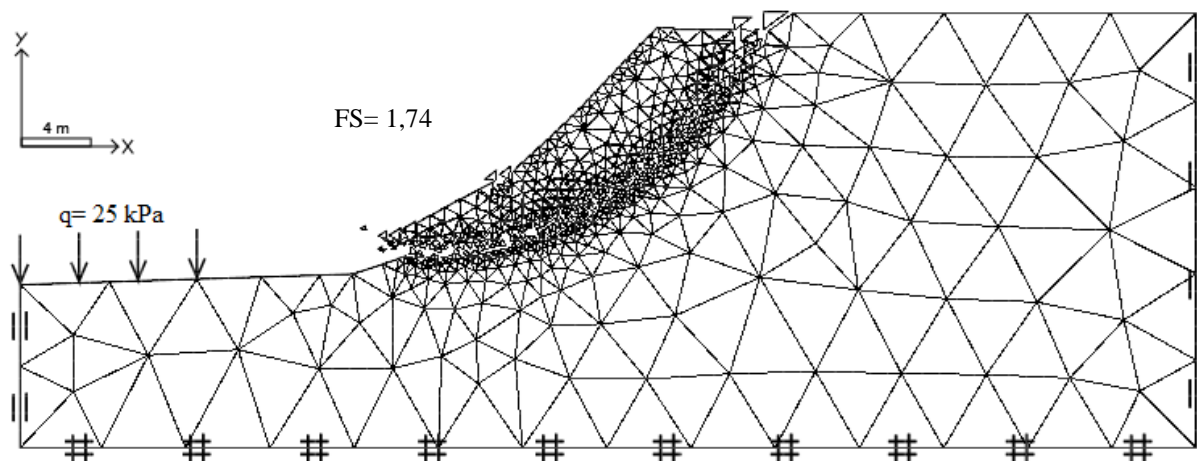


Figura 5.35 – Malha de Elementos Finitos da Encosta do Setor 01 - Limite Superior.

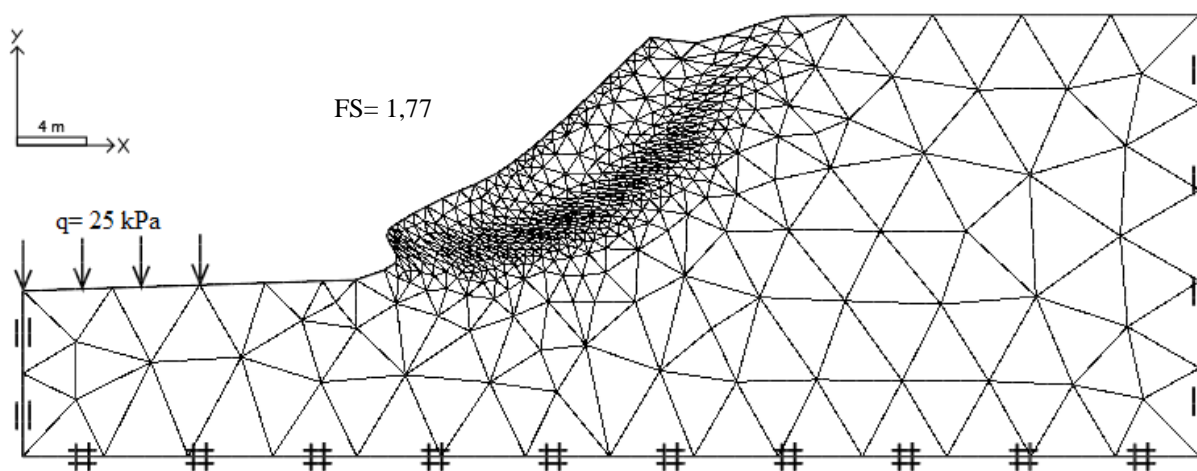


Figura 5.36 – Mecanismo de Colapso e Deformações (x, y) da Encosta do Setor 01 - Limite Inferior.

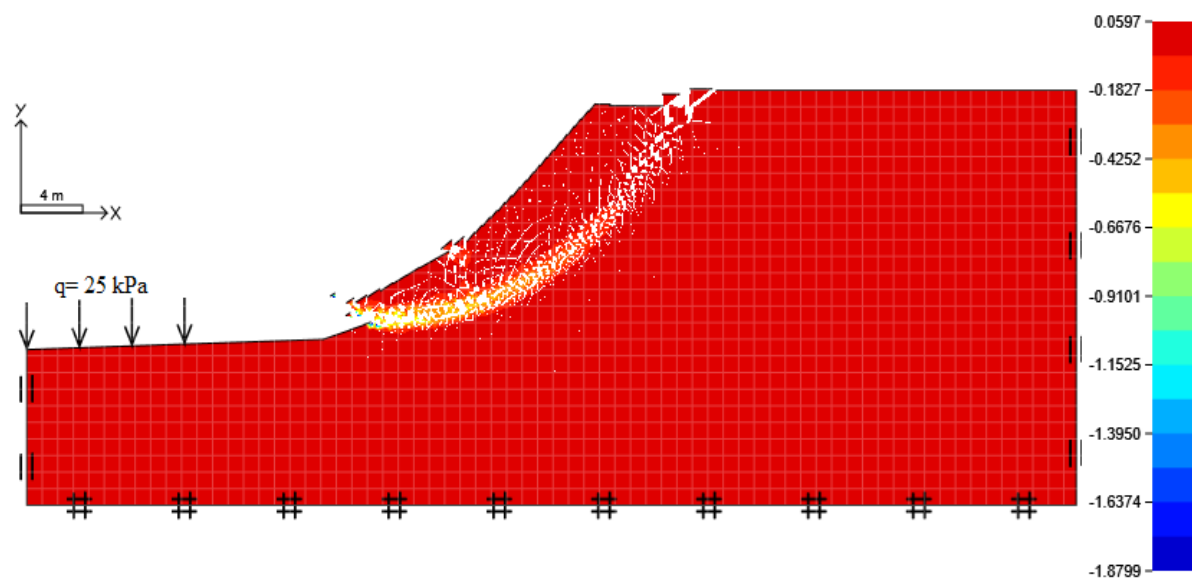


Figura 5.37 – Mecanismo de Colapso e Deformações (x, y) da Encosta do Setor 01 - Limite Superior.

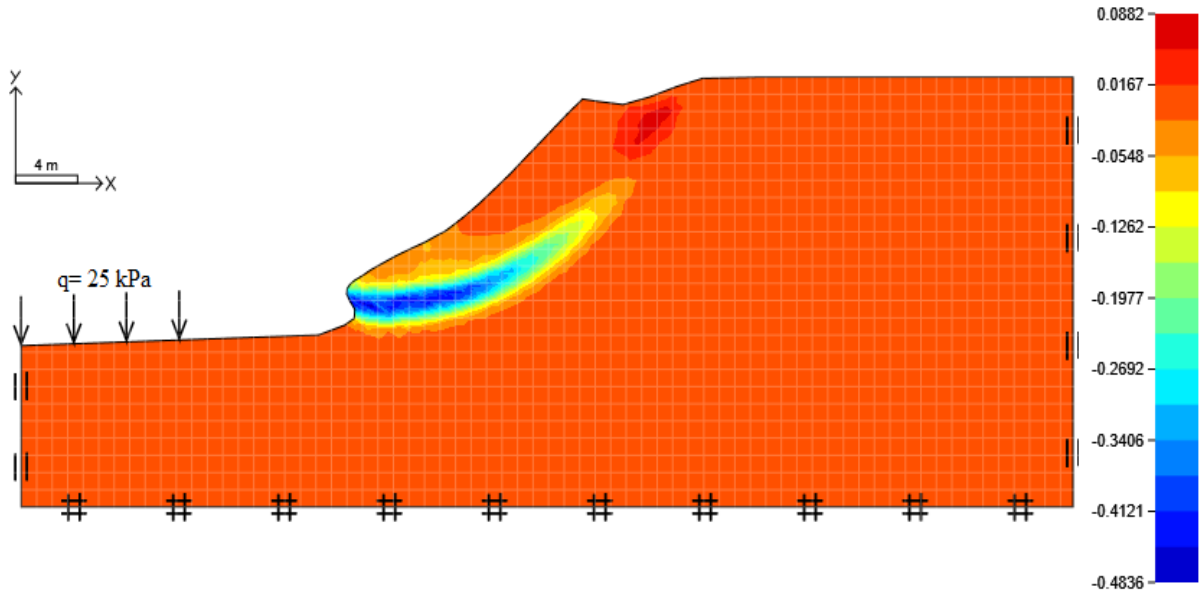


Figura 5.38 – Representação do Vetor Deslocamento da Encosta do Setor 01 - Limite Inferior.

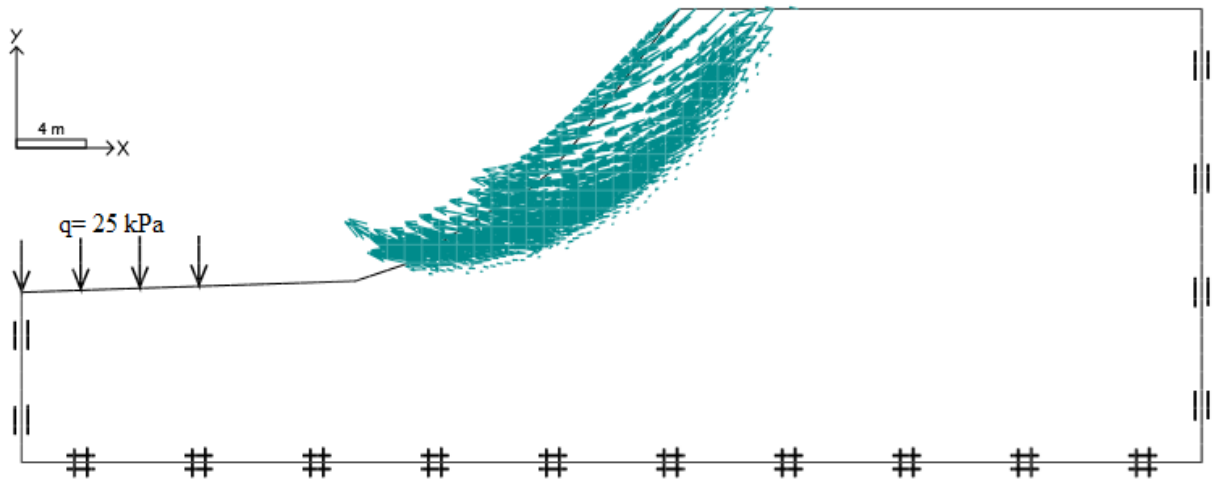
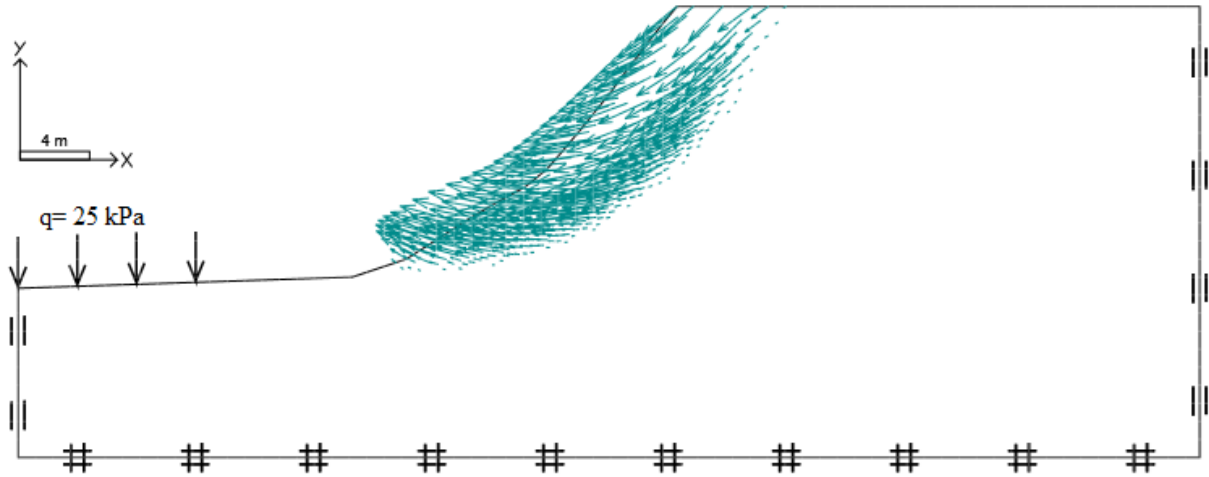


Figura 5.39 – Representação do Vetor Deslocamento da Encosta do Setor 01 - Limite Superior.



A malha de elementos finitos é refinada exatamente onde se posiciona a superfície de ruptura, já que a adaptabilidade da malha ocorre de acordo com as deformações plásticas ocasionadas pelo cisalhamento. É possível observar que a potencial superfície de ruptura assume a forma circular, sendo que a cunha de ruptura não assume grande profundidade. A encosta do setor 01 apresentou um fator de segurança acima de 1,4, que foi o maior entre as encostas analisadas, coerente com o maior valor do intercepto coesivo obtido entre as encostas estudadas.

A análise de estabilidade da encosta do setor 03 foi executada a partir das propriedades e parâmetros de resistência obtidos através da amostra AMI 02. Os valores de fator de segurança e as condições de colapso da encosta do setor 03 são mostrados em termos de limite inferior e superior nas Figuras 5.40 e 5.45.

Figura 5.40 – Malha de Elementos Finitos da Encosta do Setor 03 - Limite Inferior.

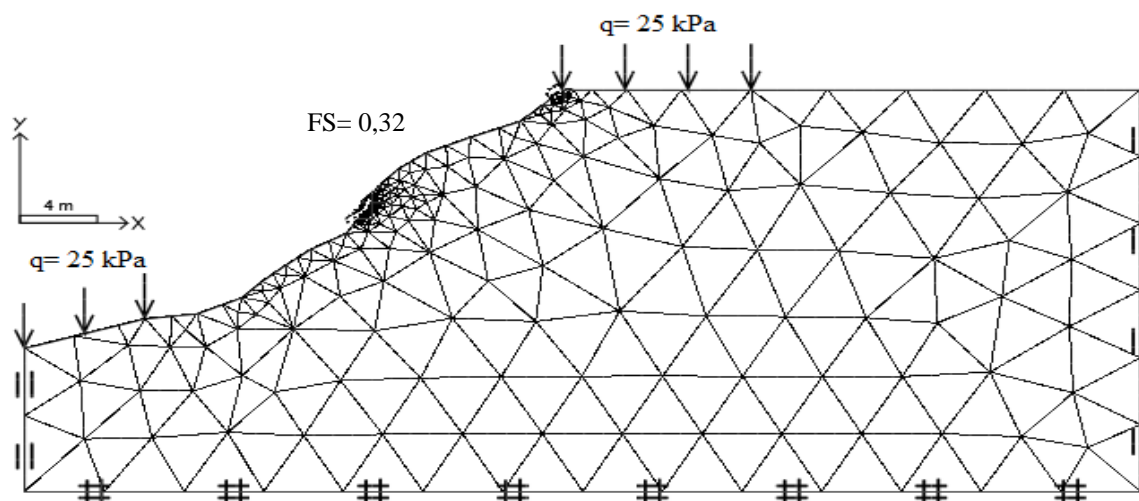


Figura 5.41 – Malha de Elementos Finitos da Encosta do Setor 03 - Limite Superior.

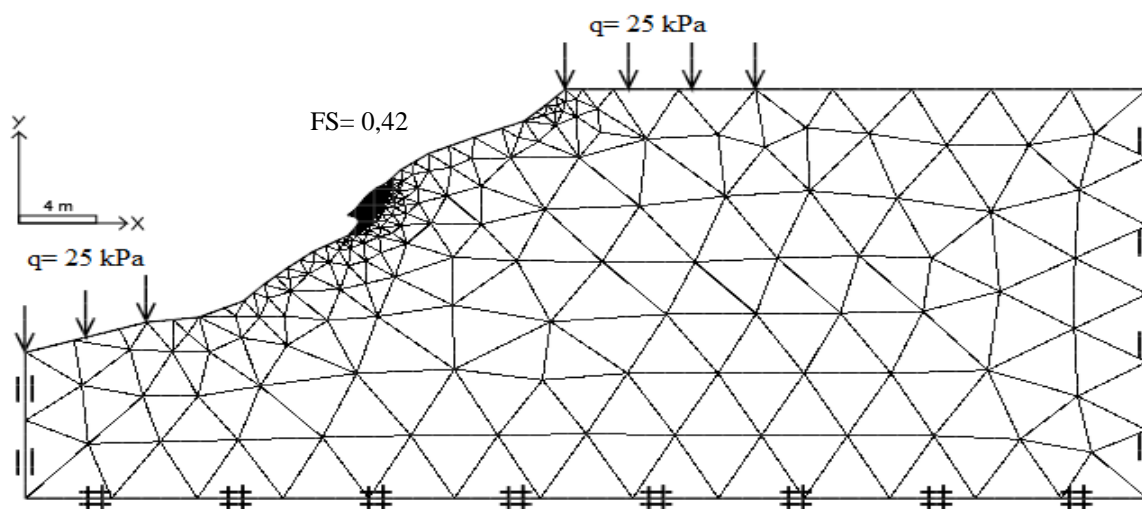


Figura 5.42 – Mecanismo de Colapso e Deformações (x, y) da Encosta do Setor 03 - Limite Inferior.

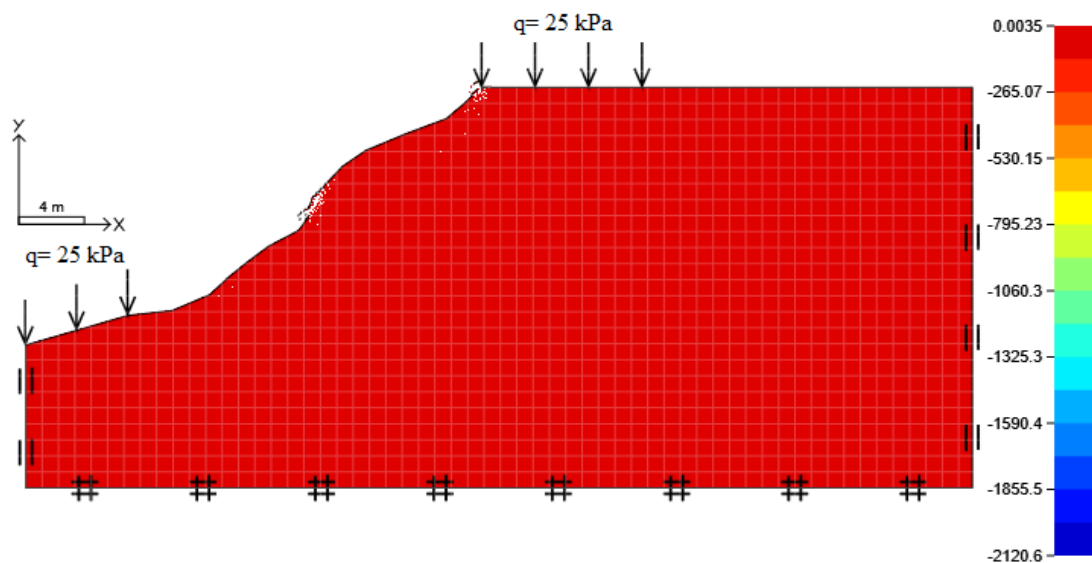


Figura 5.43 – Mecanismo de Colapso e Deformações (x, y) da Encosta do Setor 03 - Limite Superior.

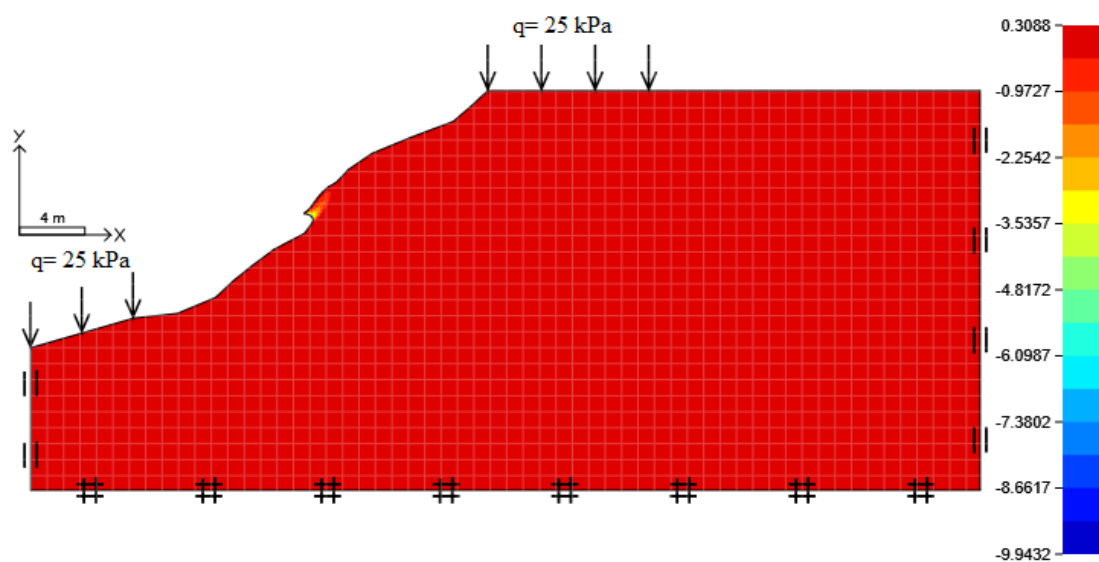


Figura 5.44 – Representação do Vetor Deslocamento da Encosta do Setor 03 - Limite Inferior.

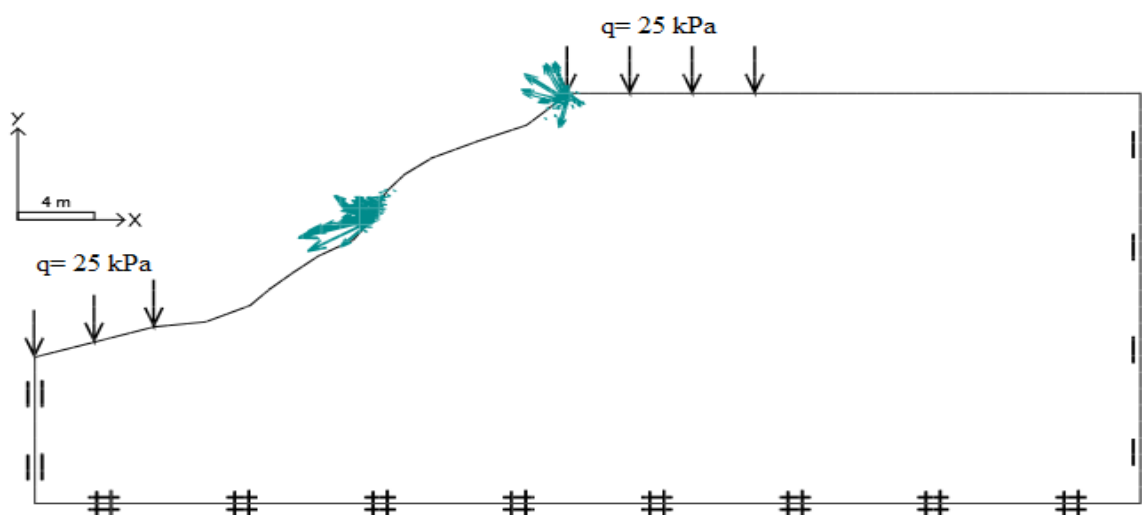
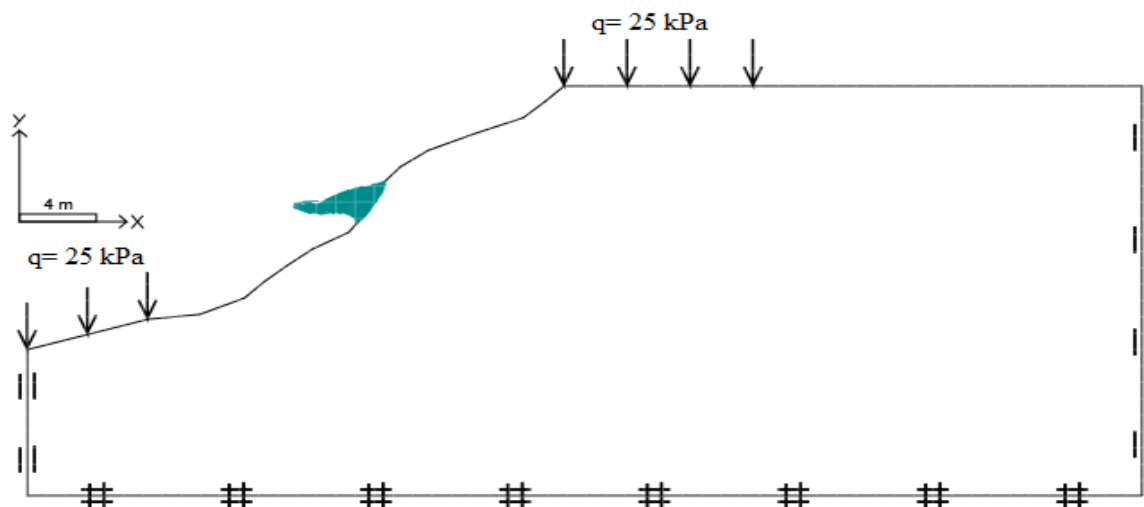


Figura 5.45 – Representação do Vetor Deslocamento da Encosta do Setor 03 - Limite Superior.



O resultado do intercepto coesivo do solo da amostra AMI 02, da encosta no setor 03 foi nulo, e isso se refletiu no baixo fator de segurança calculado. Tanto que o solo não necessita estar totalmente saturado para que ocorra o colapso do talude, já que o fator de segurança com o solo inundado ficou abaixo de 1 (um), condição geral para a instabilidade de encostas. Essa condição é compatível com os sinais de instabilidade observados na encosta.

A análise de estabilidade com o valor de coesão nulo, fornece uma superfície de ruptura não circular e superficial, esse aspecto corresponde com o lixo “aterrado” sob várias camadas de solo encontrado no local. A partir dos resultados, ressalta-se ainda a necessidade do acompanhamento dessa área, dada a ocupação considerável no entorno do setor por residências precárias.

A análise de estabilidade da encosta do setor 11 forneceu um fator de segurança abaixo de 1,4. Portanto, percebe-se que na ocorrência de alta pluviosidade, de modo que proporcione a elevação do grau de saturação do solo pode ocorrer a ruptura do talude. Devido à forte urbanização do setor 11, os danos provocados por uma possível ruptura de encostas podem ser desastrosos. A superfície de colapso da encosta apresenta-se com forma circular e baixo volume de material mobilizado.

A partir das propriedades e parâmetros de resistência do solo da amostra AMI 03, foi possível obter as malhas de elementos finitos com a indicação da superfície potencial de ruptura, a distribuição das deformações no maciço e a representação do vetor deslocamento da encosta do setor 11, que são apresentados nas Figuras 5.46 a 5.51 em termos de limite inferior e superior.

Figura 5.46 – Malha de Elementos Finitos da Encosta do Setor 11 - Limite Inferior.

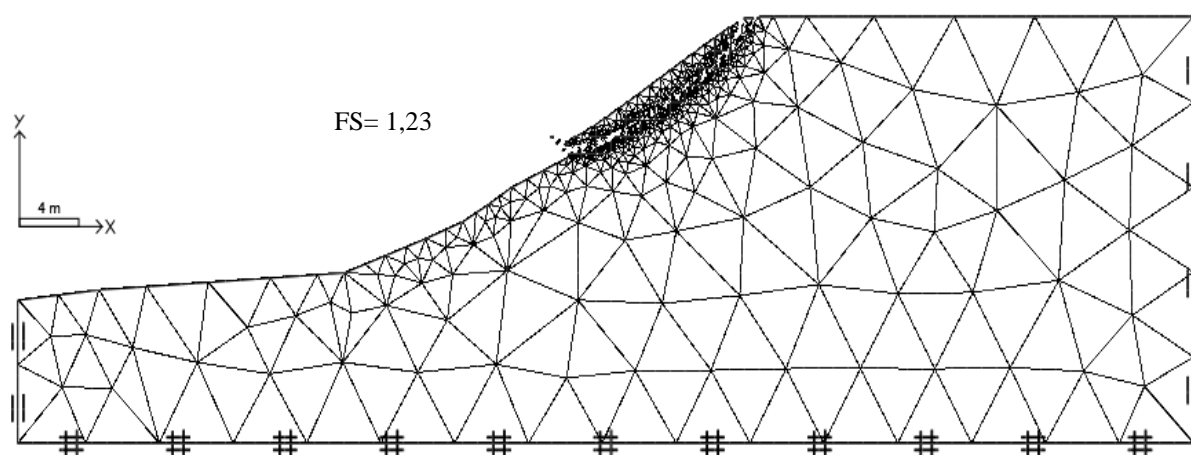


Figura 5.47 – Malha de Elementos Finitos da Encosta do Setor 11 - Limite Superior.

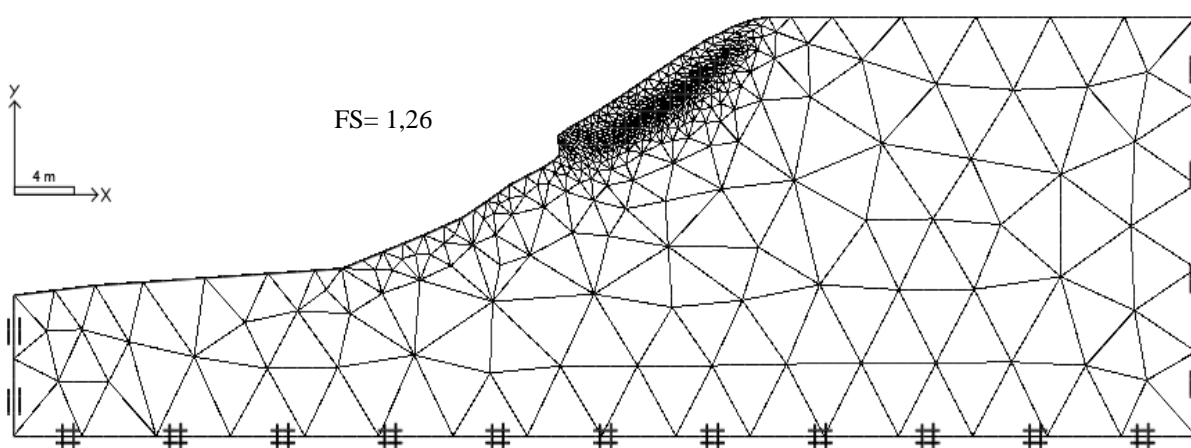


Figura 5.48 – Mecanismo de Colapso e Deformações (x, y) da Encosta do Setor 11 - Limite Inferior.

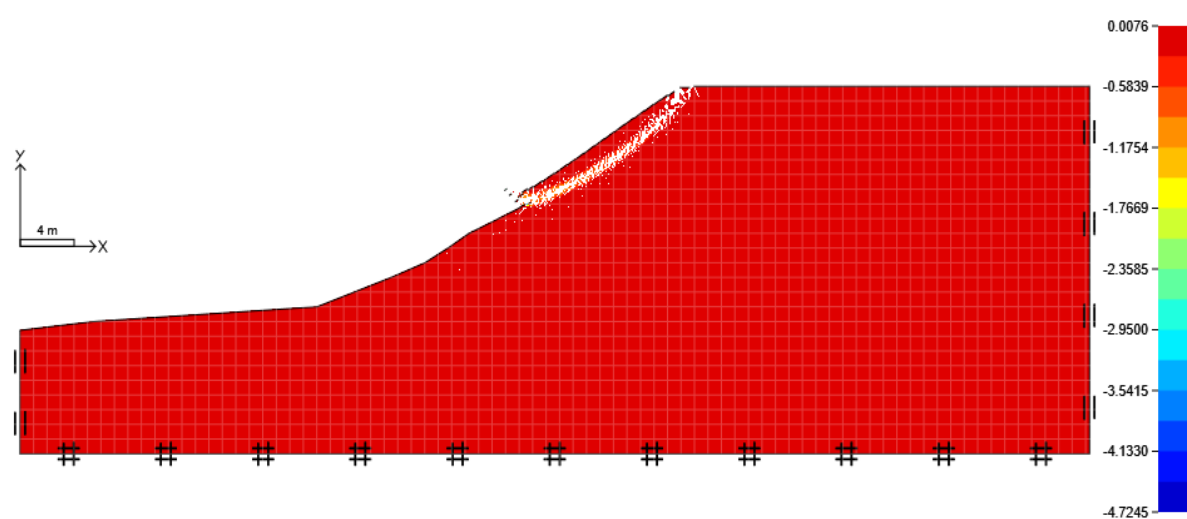


Figura 5.49 – Mecanismo de Colapso e Deformações (x, y) da Encosta do Setor 11 - Limite Superior.

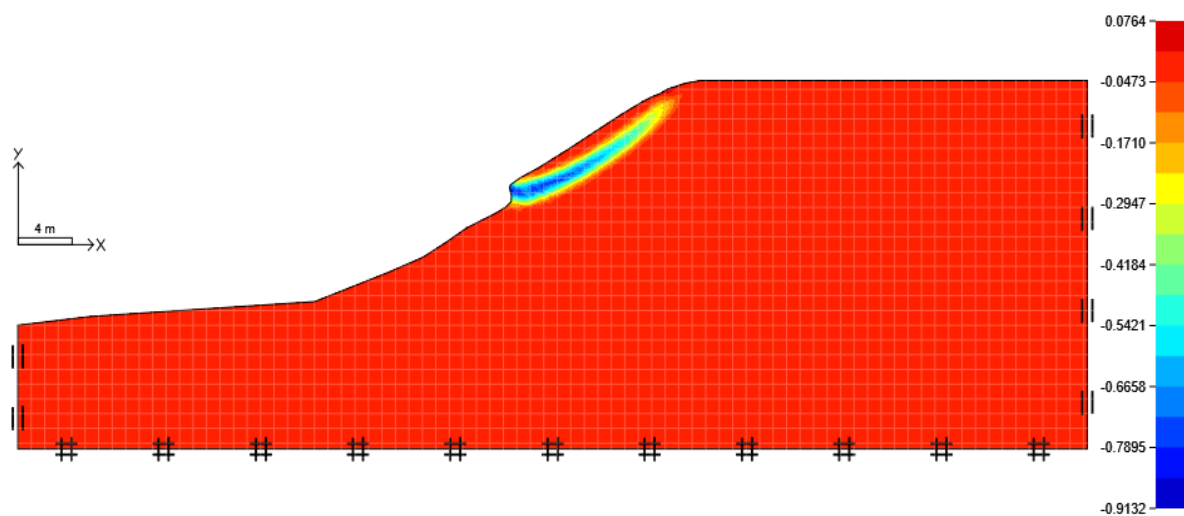


Figura 5.50 – Representação do Vetor Deslocamento da Encosta do Setor 11 - Limite Inferior.

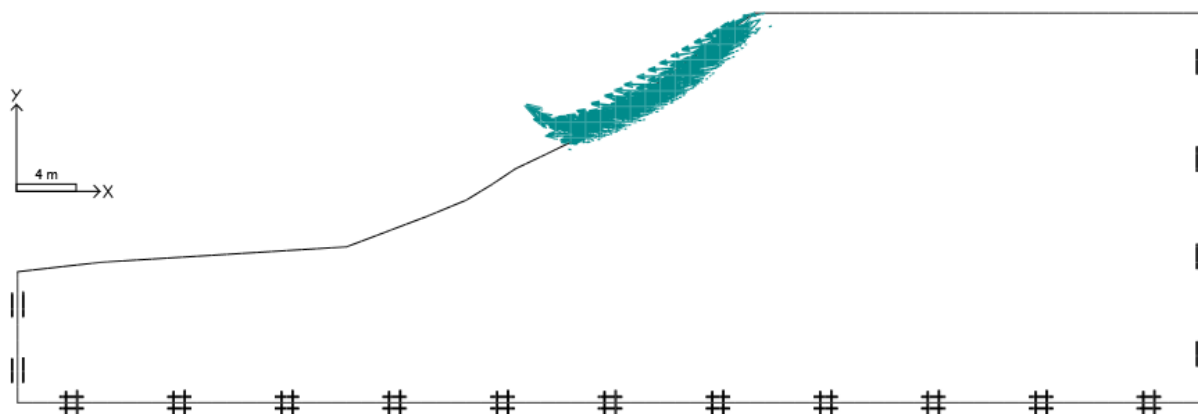
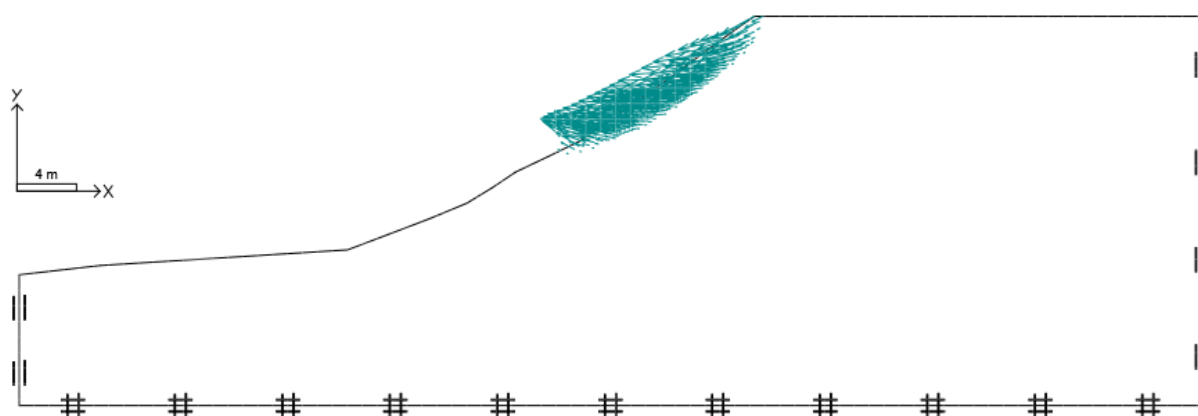


Figura 5.51 – Representação do Vetor Deslocamento da Encosta do Setor 11 - Limite Superior.



Quanto a análise realizada na encosta principal do setor 14, o fator de segurança calculado ficou abaixo de 1,4. Dessa forma constata-se que o talude apresenta grande potencialidade de se tornar instável. Essa condição é compatível com os problemas ocasionados por movimentos de massa nesse local. A superfície de ruptura foi circular e superficial, com baixo volume de material mobilizado.

A análise de estabilidade da encosta principal do setor 14 forneceu os fatores de segurança, as malhas de elementos finitos e as características de colapso mostradas nas Figuras 5.52 a 5.57.

Figura 5.52 – Malha de Elementos Finitos da Encosta do Setor 14 - Limite Inferior.

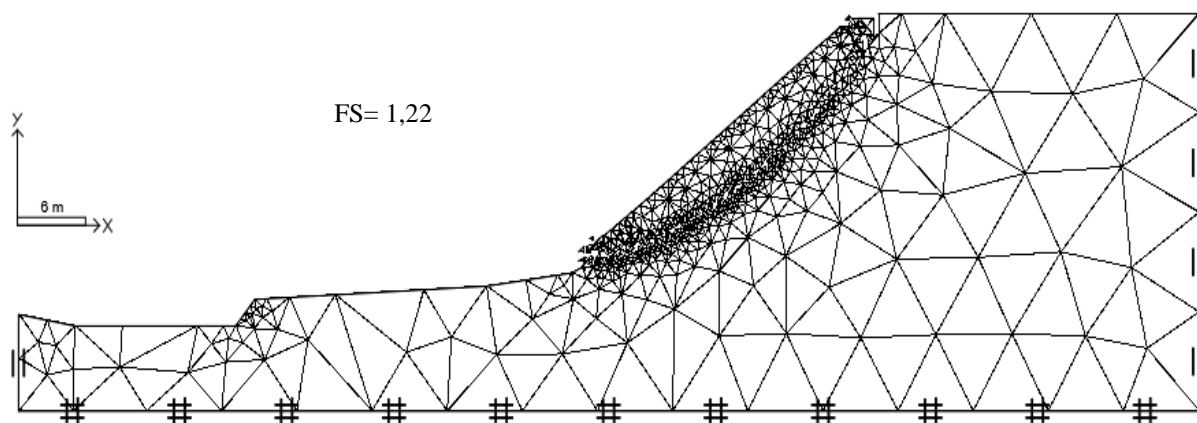


Figura 5.53 – Malha de Elementos Finitos da Encosta do Setor 14 - Limite Superior.

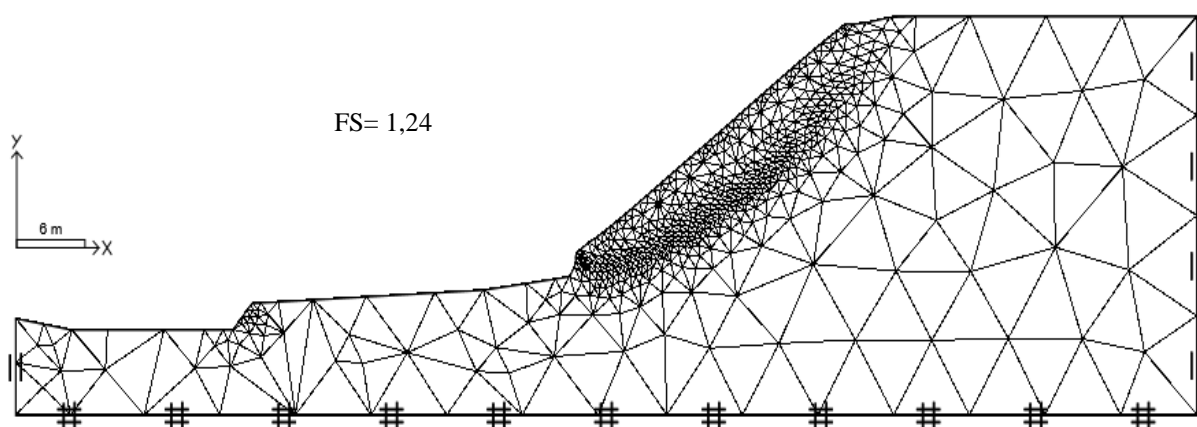


Figura 5.54 – Mecanismo de Colapso e Deformações (x, y) da Encosta do Setor 14 - Limite Inferior.

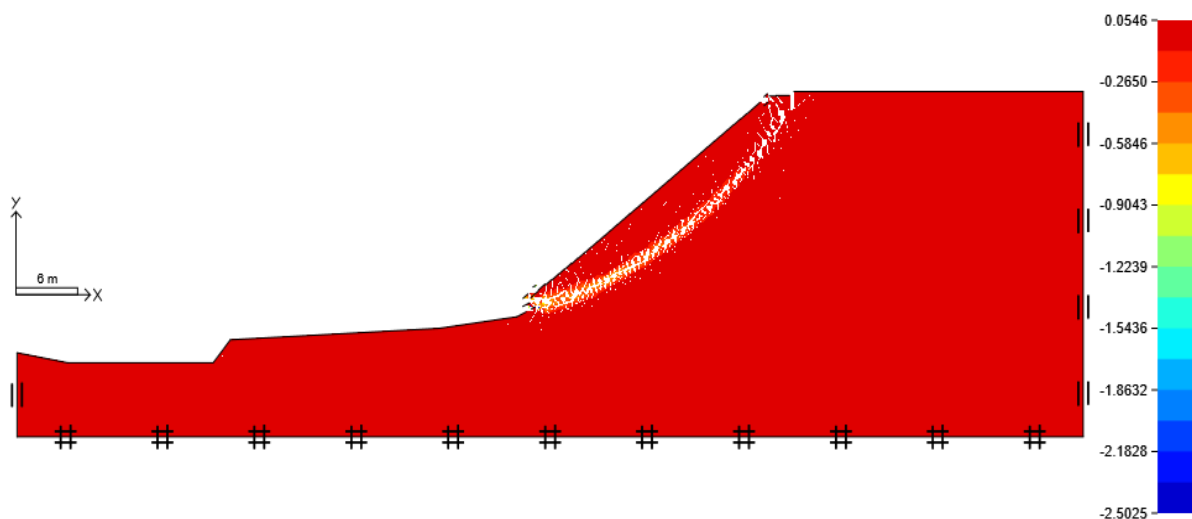


Figura 5.55 – Mecanismo de Colapso e Deformações (x, y) da Encosta do Setor 14 - Limite Superior.

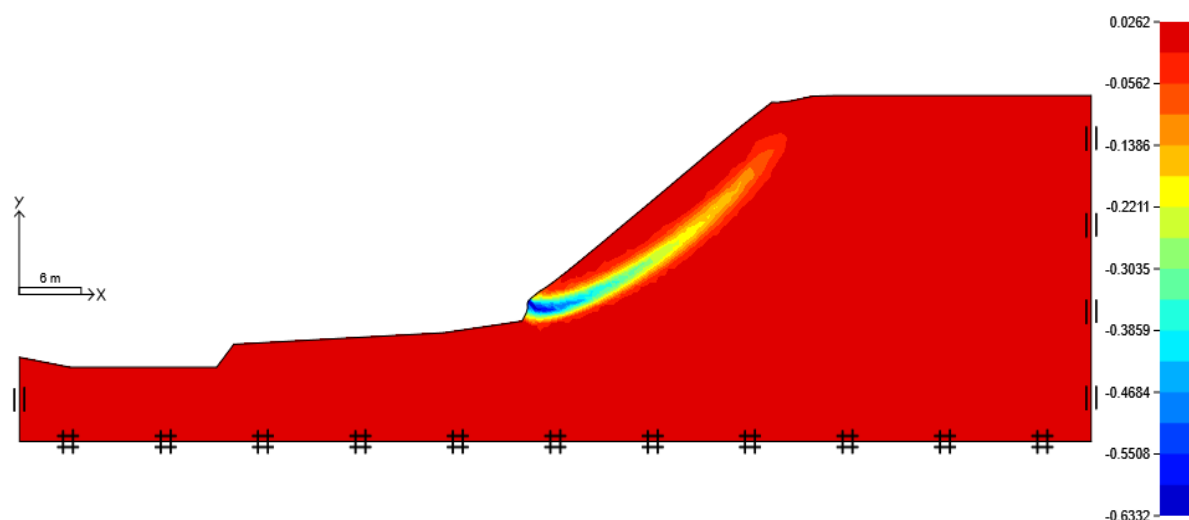


Figura 5.56 – Representação do Vetor Deslocamento da Encosta do Setor 14 - Limite Inferior.

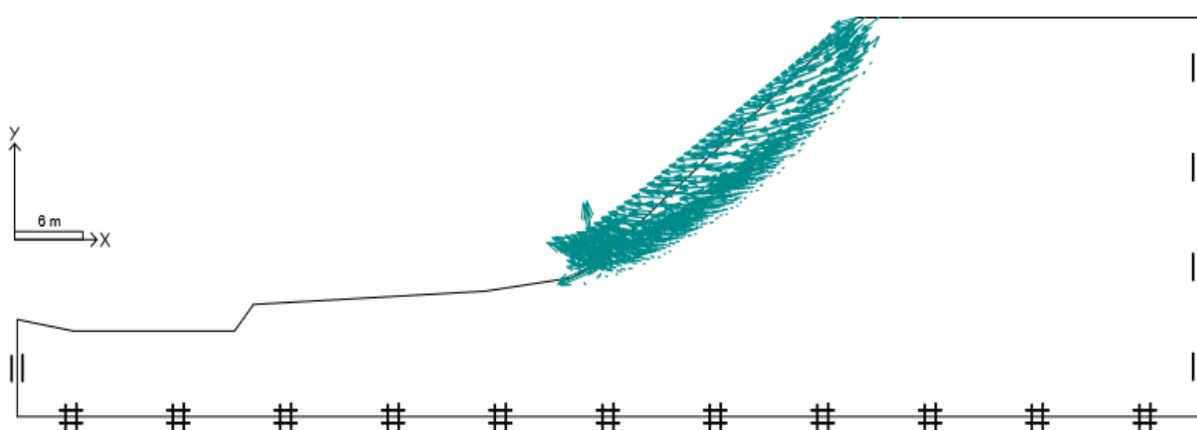
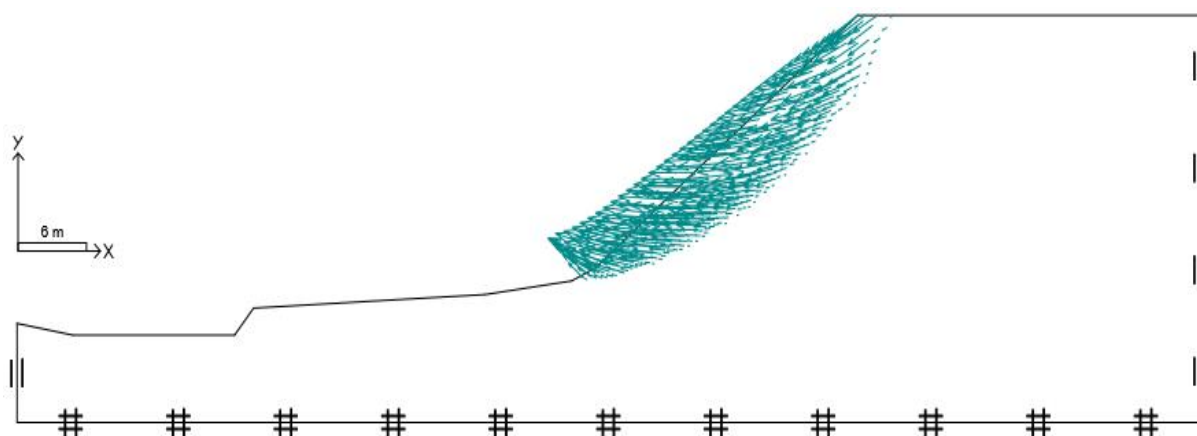


Figura 5.57 – Representação do Vetor Deslocamento da Encosta do Setor 14 - Limite Superior.



Executadas as análises de estabilidade, foi possível definir a condição de segurança das encostas estudadas. Os fatores de segurança obtidos através das análises de estabilidade e a condição de estabilidade das encostas segundo a NBR 11682 (ABNT, 2009) são mostrados no Quadro 5.9.

Quadro 5.9 – Condição de Segurança das Encostas Estudadas.

Setor de Encosta	FS	Condição de Segurança
01	$1,76 \pm 0,01$	Estável
03	$0,37 \pm 0,05$	Instável
11	$1,24 \pm 0,01$	Instável
14	$1,23 \pm 0,01$	Instável

A partir dos resultados obtidos através das análises de estabilidade das encostas escolhidas, percebe-se que dentre as características dos solos que a compõem, a coesão está diretamente ligada aos valores de fator de segurança calculados, já que a única encosta considerada estável foi a do setor 01, que apresentou o maior intercepto coesivo. Outra constatação é que todas as superfícies de ruptura das encostas instáveis se apresentaram com pequena profundidade, ou seja, o talude não precisa estar totalmente saturado para que ocorra a ruptura, basta que o solo seja saturado além da superfície potencial deslizante.

A condição de estabilidade das encostas mostrou-se coerente com os graus de risco atribuídos aos setores ao qual pertencem, já que a única encosta que se apresentou como estável pertence ao setor 01 onde foi atribuído o grau de risco médio. Quanto as demais encostas, que apresentaram os fatores de segurança abaixo do mínimo necessário para serem consideradas estáveis, os setores 11 e 14 foram classificados com risco alto e o setor 03 apresenta grau de risco muito alto.

6. CONCLUSÕES

Esta pesquisa teve como objetivo as análises de risco e perigo de movimentos gravitacionais de massa de algumas áreas de encosta na cidade de Aracaju, bem como, a caracterização geotécnica e a análise de estabilidade de encostas específicas.

A análise de risco baseou-se na atribuição de graus de risco utilizando-se metodologia qualitativa. Após a quantificação dos graus de risco do município foi realizado um zoneamento de risco delimitando a área que abrange uma mesma classificação de risco.

Como forma de aplicar uma metodologia menos subjetiva para analisar as áreas sujeitas a deslizamento na cidade, optou-se por realizar também uma análise de perigo através de um método semi-quantitativo de atribuição de graus de perigo, no qual são avaliados apenas os condicionantes físicos de movimentos gravitacionais de massa.

Como última avaliação, foi realizada a análise de estabilidade das encostas principais de 4 setores de risco, através do método de redução de resistência utilizando-se geometria definida pelo método de elementos finitos. O objetivo da análise de estabilidade foi comparar os resultados obtidos considerando-se a geometria e as propriedades dos solos das encostas, com o grau de risco atribuído conforme as características físicas e ambientais dos setores de encostas.

6.1.Principais Conclusões

Do zoneamento de risco aplicado ao município de Aracaju composto de 16 setores de encosta, 6% dos setores apresentaram grau de risco baixo, 44% grau de risco médio, 31% grau de risco alto e 19% grau de risco muito alto.

A metodologia de análise de risco de movimentos de massa mostrou-se de fácil aplicação, podendo ser implementada em outras áreas da cidade pelas entidades que gerenciam o risco em Aracaju. A constatação de que metade das áreas apresentaram grau de risco alto e muito alto revela que, apesar da cidade ser predominantemente plana, a forte aglomeração de assentamentos precários nessas regiões provoca o aumento, principalmente, do risco ambiental tratado na metodologia de Gusmão Filho *et al.* (1992).

A análise de perigo desenvolvida através da metodologia proposta por Faria (2011) foi facilmente aplicada nos setores de encostas definidos para o estudo. Porém, o seu caráter semi-

quantitativo reduz a subjetividade provocada pela avaliação baseada na experiência do profissional responsável pela análise. Dessa forma, pode-se afirmar que a redução da subjetividade, através da incorporação do método AHP, confere a análise de perigo resultados mais confiáveis do que aqueles fornecidos por análises puramente qualitativas.

A análise de perigo também foi aplicada aos 16 setores de encosta escolhidos no município e classificou 37% deles com grau de perigo baixo, 19% com grau de perigo médio, 6% com perigo alto e 38% com perigo muito alto.

As classificações dos setores de encosta quanto ao risco e ao perigo foram em alguns casos semelhantes, quando não, as classes de perigo foram bem próximas das de risco. A avaliação através da análise de risco mostrou-se mais conservadora quando comparada a análise de perigo, já que a primeira apresentou um percentual maior de setores com grau de risco alto e muito alto. Além disso, a classificação dos graus de risco, entre os setores avaliados, mostrou-se mais compatível com as características observadas nas visitas de campo. Ressalta-se que a influência da densidade populacional abordada na metodologia de análise de risco contribui bastante para essa diferença, já que é grande a variação dos valores de densidade populacional dos bairros onde se localizam as áreas de risco.

A caracterização geotécnica forneceu as propriedades dos solos das quatro encostas selecionadas para a análise de estabilidade. O solo proveniente do bairro Santa Maria foi classificado como areia argilosa (SC) e altamente plástico. O material apresentou o valor do intercepto coesivo igual a 20,5 kPa e ângulo de atrito igual a 32,6°. O material coletado no bairro América foi caracterizado como areia siltosa (SM) e sem plasticidade, com o intercepto coesivo nulo e ângulo de atrito igual a 31,5°.

No bairro Industrial foi coletado um material com características de areia argilo-siltosa (SC-SM) e com fraca plasticidade. O solo apresentou os valores de intercepto de coesão igual a 1,4 kPa e ângulo de atrito de 34,4°. Por fim, no bairro Japãozinho, o solo coletado apresentou-se como areia argilosa (SC) e fortemente plástico, o intercepto coesivo foi de 7,9 kPa e o ângulo de atrito igual a 32,9°.

A análise de estabilidade forneceu, além dos fatores de segurança, a localização das superfícies de ruptura e o mecanismo de colapso das encostas. Com exceção da encosta do setor 01, no bairro Santa Maria, todas as encostas analisadas apresentaram-se instáveis.

Os resultados das análises de estabilidade foram compatíveis com a classificação de risco dos setores onde se localizam as encostas. Onde a única encosta que se manteve estável pertence a um setor com grau de risco médio. As demais encostas, pertencentes a setores com graus de risco alto e muito alto, apresentaram condições de instabilidade. As cunhas de ruptura obtidas através das análises mostraram-se superficiais, envolvendo um baixo volume de material. Isso explica o motivo dos movimentos de massa já ocorridos nessas áreas ainda não terem evoluído para grandes desastres.

Ressalta-se ainda a necessidade de prever os danos que podem ser ocasionados por fortes chuvas que provoquem a elevação da umidade dos solos dessas vertentes. Apesar da ocorrência de grandes pluviosidades não serem frequentes no município de Aracaju, há casos excepcionais de grandes volumes de chuva que já causaram transtornos as comunidades afetadas.

Os resultados alcançados através do estudo de áreas de risco em Aracaju foram considerados satisfatórios por contemplarem diferentes formas de análise com o intuito de incentivar o desenvolvimento de mais trabalhos sobre gestão de risco na cidade, como também auxiliar os órgãos responsáveis pela gestão de risco municipal.

6.2.Sugestões para Pesquisas Futuras

Para ampliar o estudo do risco de movimentos gravitacionais de massa no estado de Sergipe, melhorando a gestão de risco local, sugere-se:

- A geração de um mapa de risco e um mapa de perigo da cidade utilizando-se o sistema de informações geográficas (SIG), através do método índice baseado nas metodologias de risco e perigo de deslizamentos apresentadas neste trabalho;
- A aplicação das metodologias de análise de risco e perigo em outras áreas de risco da Região Metropolitana de Aracaju;
- A caracterização geotécnica de materiais de encostas de outros setores tratados nesta dissertação, com o objetivo de obter uma amostragem mais abrangente das propriedades dos materiais que compõem os setores de encosta da cidade;
- A realização de ensaios de compressão triaxial para obtenção dos parâmetros de resistência dos solos, reduzindo as simplificações assumidas no ensaio de cisalhamento direto;

- A realização de sondagens para definir o perfil geotécnico dos setores e coletar amostras das diferentes camadas de material que os compõem.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABREU, L. M.; GRANEMANN, S. R.; GARTNER, I.; BERNARDES, R. S.. Escolha de um Programa de Controle da Qualidade da Água para Consumo Humano: Aplicação do Método AHP. *Revista de Engenharia Agrícola e Ambiental*, v. 4, n. 2, p. 257-262, 2000.
- ADIKARI, G. S. N.; CUMMINS, P. J.. An Effective Stress Slope Stability Analysis Method for Dams. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 11, 1985, San Francisco. *Anais...* p. 713-718.
- ALHEIROS, Margareth Mascarenhas. *Riscos de Escorregamentos na Região Metropolitana do Recife*. 1998. 129 f. Tese (Doutorado em Geologia Sedimentar) – Universidade Federal da Bahia, Salvador.
- ALMEIDA, F. F. M. *et al.*. Províncias Estruturais Brasileiras. In: SIMPÓSIO DE GEOLOGIA DO NORDESTE, 8, 1977, Campina Grande. *Atas...* Campina Grande: Sociedade Brasileira de Geologia - Núcleo Nordeste, 1977, p. 363-392.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. *ASTM D3080: Direct Shear Test of Soils under Consolidated Drained Conditions*. West Conshohocken, 2011.
- ARAÚJO, H. M.. Elementos Componentes do Sistema Ambiental Físico de Aracaju. In: ARAÚJO, H. M.; VILAR, J. W. C.; WANDERLEY, L. L.; SOUZA, R. M.. (Org.). *O Ambiente Urbano: visões geográficas de Aracaju*. São Cristóvão: UFS, 2006a. p. 15-42.
- ARAÚJO, H. M.. Encostas no Ambiente Urbano de Aracaju. In: ARAÚJO, H. M.; VILAR, J. W. C.; WANDERLEY, L. L.; SOUZA, R. M.. (Org.). *O Ambiente Urbano: visões geográficas de Aracaju*. São Cristóvão: UFS, 2006b. p. 247-265.
- ARAÚJO, H. M.. Impactos Ambientais Urbanos Decorrentes da Apropriação do Relevo em Aracaju. In: CONGRESSO SOBRE PLANEJAMENTO E GESTÃO DAS ZONAS COSTEIRAS DOS PAÍSES DE EXPRESSÃO PORTUGUESA, 2, 2003, Recife. *Anais...* 2003.
- ARAÚJO, Paulo César de. *Análise da Suscetibilidade a Escorregamentos: uma abordagem probabilística*. 2004. 172 f. Tese (Doutorado em Geociências e Meio Ambiente) – Universidade Estadual Paulista, Rio Claro.
- ARYAL, K. P.. *Slope Stability Evaluations by Limit Equilibrium and Finite Element Methods*. 2006. 144 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Norwegian University of Science and Technology, Trondheim.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 11682: Estabilidade de Encostas*. Rio de Janeiro, 2009.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 12007: Solo – Ensaio de Adensamento Unidimensional*. Rio de Janeiro, 1990.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 7181: Solo – Análise Granulométrica*. Rio de Janeiro, 1984a.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 7180: Solo – Determinação do Limite de Plasticidade*. Rio de Janeiro, 1984b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6459: Solo – Determinação do Limite de Liquidez*. Rio de Janeiro, 1984c.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 9604: Abertura de Poço e Trincheira de Inspeção em Solo, com Retirada de Amostras Deformadas e Indeformadas*. Rio de Janeiro, 1986.

AUGUSTO FILHO, O. Caracterização Geológica-Geotécnica Voltada à Estabilização de Encostas: Uma Proposta Metodológica. In: CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, 1992, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, 1992, v. 2, p. 721-733.

AUGUSTO FILHO, O.; CERRI, L. E. S.; AMENOMORI, C. J.. Riscos Geológicos: Aspectos Conceituais. In: SIMPÓSIO LATINO-AMERICANO SOBRE RISCO GEOLÓGICO URBANO, 1, 1990, São Paulo. *Anais...* São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental, 1990, p. 334-341.

BANA E COSTA, C.; VANSNICK, J. C.. MACBETH – Na Interactive Path Towards the Construction of Cardinal Value Functions. *International Transactions in Operational Research*, v. 1, n. 4, p. 489-500, 1994.

BANDEIRA, Ana Patrícia Nunes. *Mapa de Risco de Erosão e Escorregamento das Encostas com Ocupações Desordenadas no Município de Camaragibe –PE*. 2003. 209 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife.

BEZERRA, F. H. R. *et al.* Pliocene-quaternary fault control of sedimentation and coastal plain morphology in NE Brazil. *Journal of South American Earth Sciences* (Online), v. 14, n.1, p. 61-75, 2001.

BISHOP, A. W.. The use of Slip Circles in Stability Analysis of Slopes. *Geotechnique*, v. 5, n. 1, p. 7-17, 1955.

BISHOP, D. M.; STEVENS, M. E.. *Landslide on Logged Areas in Southeast Alaska*. Alaska: United States of Agriculture, 1964, 18 p.

BITTENCOURT, A. C. S. P. *et al.* Evolução Paleogeográfica Quaternária da Costa do Estado de Sergipe e da Costa Sul do Estado de Alagoas. *Revista Brasileira de Geociências*, São Paulo, v. 13, n. 2, p. 93-97, 1983.

BRITO NEVES, B. B.; SIAL, A. N.; ALBUQUERQUE, J. P. T.. Vergência Centrífuga Residual no Sistema de Dobramentos Sergipano. *Revista Brasileira de Geociências*, São Paulo, v. 7, p. 102-114, 1977.

CARVALHO, R. A. S.; SANTOS, V. S.; MELO, C. M.; GURGEL, R. Q.; OLIVEIRA, C. C. C.. Desigualdade em Saúde: Condições de Vida e Mortalidade Infantil em Região do Nordeste Brasileiro. *Revista Saúde Pública*, São Paulo, v. 49, n. 5, 9 p., 2015.

CASCINI, L.. Applicability of Landslide Susceptibility and Hazard Zoning at Different Scales. *Engineering Geology* (Online), v. 102, p. 164-177, jul. 2008.

CASTILHO, L. V.; OLIVEIRA, P. M. C.; FABRIANI, F. B.. Análise de uma Tragédia Ambiental e a Participação da População no Equacionamento dos Problemas de Moradia: Um

estudo de caso da Tragédia na Região Serrana do Rio de Janeiro. In: ENCONTRO NACIONAL DA ANPPAS, 6, 2012, Belém. *Anais...* Belém: Associação Nacional de Pós-Graduação e Pesquisa em Ambiente e Sociedade, 2012, 15 p.

CERRI, L. E. S. *et al.* Mapeamento de Risco em Assentamentos Precários no Município de São Paulo. *Revista Geociências*, São Paulo, v. 26, n. 2, p. 143-150, 2007.

CERRI, L.E.S. *et al.* Risco geológico: uma nova área de atuação da geologia de engenharia no Brasil. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 6, 1990, Salvador. *Anais...* Salvador: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental, 1990, v.1, p. 319-325.

CHANDRUPATLA, T. R.; BELEGUNDU, A. D.. *Elementos Finitos*. 4ª ed.. São Paulo: Pearson Education do Brasil, 2014. 514 p.

CHENG, Y. M.; LANSIVAARA, T.; WEI, W. B.. Two-Dimensional Slope Stability Analysis by Limit Equilibrium and Strength Reduction Methods. *Computers and Geotechnics* (Online), v. 34, p. 137-150, 2007.

CLOUGH, R. W.. The Finite Element Method in Plane Stress Analysis. In: CONFERENCE ON ELECTRONIC COMPUTATION, 2, 1960, Pittsburg. *Anais...* Washington: American Society of Civil Engineers, 1960.

CORTELETTI, Rosyelle Cristina. *Proposta de Metodologia para Análise de Riscos Geológico-Geotécnicos em Ferroviárias*. 2014. 135 f. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto.

COUTINHO, R. Q. *et al.* Carta Geotécnica da Cidade do Recife. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 9, 1990, Porto Alegre. *Anais...* São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 1990, v. 1, p. 429-439.

COUTINHO, R. Q.; SEVERO, R. N. F.. Investigação Geotécnica para Projeto de Estabilidade de Encostas. In: CONFERÊNCIA BRASILEIRA DE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, 5, 2009, São Paulo. *Anais...* São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2009, p. 1-55.

CPRM - SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL. *Ação Emergencial para Delimitação de Áreas em Alto e Muito Alto Risco a Enchentes e Movimentos de Massa*. Sergipe, 2013.

CREPANI, E.; MEDEIROS, J. S. de; HERNANDEZ FILHO, P.; FLORENZANO, T. G.; DUARTE, V.; BARBOSA, C. C. F.. *Sensoriamento Remoto e Geoprocessamento Aplicados ao Zoneamento Ecológico-Econômico e ao Ordenamento Territorial*. São José dos Campos: INPE, 2001.

CRUDEN, D. M.; VARNES, D. J.. Landslide Types and Processes. In: TURNER, A. K.; SCHUSTER, L. R. (Ed.). *Landslide: Investigation and Mitigation*. Washington: Transportation Research Board, 1996. p. 36-75.

CUNHA, F. M. B.. *Aspectos Morfológicos da Costa de Sergipe ao Sul de Aracaju*. Boletim Técnico da Petrobrás. Rio de Janeiro, v. 23, n. 2, p. 73- 80, 1980.

CUNHA, M. A. (Coord.). *Manual de ocupação de encostas*. São Paulo: IPT (Publicação 1831), 1991.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADA DE RODAGEM. *DNER-ME 041: Solos – Preparação de Amostras para Ensaio de Caracterização*. Brasília, 1994a.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADA DE RODAGEM. *DNER-ME 093: Solos – Determinação da Densidade Real*. Brasília, 1994b.

DIKAU, R. *et al. Landslide Recognition: Identification, Movement and Causes*. Chichester: Wiley, 1996.

DIKAU, R.. *Mass Movement*. In: *Encyclopedia of Geomorphology*. New York: Routledge, 2004. 644-653.

DONALD, I. B.; GIAM, S. K.. Application of the Nodal Displacement Method to Slope Stability Analysis. CONFERENCE ON GEOMECHANICS, 5, 1988, Sydney. *Anais...* p. 456-460.

DONALD, I. B.; TAN, C. P.. Finite Element Calculation of Dam Stability. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANIC AND FOUNDATION ENGINEERING, 11, 1985, San Francisco. *Anais...* p. 2041-2044.

DONALD, I. B.; TAN, C. P.; GOH, T. C. A.. Stability of Geomechanical Structures Assessed by Finite Element Method. In: INTERNATIONAL CONFERENCE IN CIVIL ENGINEERING, 2, 1985, Beijing. *Anais...* Beijing: Science Press, 1985, p. 845-856.

EUROPEAN PROGRAM ON CLIMATOLOGY AND NATURAL HAZARDS. *The Temporal Occurrence and Forecasting of Landslide in the European Community*. 1993.

FARIA, D. G. M.; AUGUSTO FILHO, O.. Aplicação do Processo de Análise Hierárquica (AHP) no Mapeamento de Perigo de Escorregamentos em Áreas Urbanas. *Revista do Instituto Geológico*, São Paulo, v. 34, n. 1, p. 23-44, 2013.

FARIA, Daniela Gírio Marchiori. *Mapeamento de Perigo de Escorregamentos em Áreas Urbanas Precárias Brasileiras com a Incorporação do Processo de Análise Hierárquica (AHP)*. 2011. 214 f. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos.

FARIAS, M. M.; NAYLOR, D. J.. Safety Analysis Using Finite Elements. *Computers and Geotechnics* (Online), v. 22, n. 2, p. 165-181, 1998.

FARSHIDFAR, N.; NAYERI, A.. Slope Stability Analysis by Shear Strength Reduction Method. *Journal of Civil Engineering and Urbanism* (Online), v. 5, p. 35-37, 2015.

FEIJÓ, F. J. *Bacias de Sergipe e Alagoas*. B. Geoci. Rio de Janeiro: Petrobrás, v. 8, n. 1, p. 149-161, 1994.

FELLENIUS, W.. Calculations of the Stability of Earth Dams. In: CONGRESS OF LARGE DAMS, 2, 1936, Washington. *Anais...* Washington: v. 4, p. 445-463.

FERNANDES, N. F. *et al.*. Condicionantes Geomorfológicos dos Deslizamentos nas Encostas: Avaliação de Metodologias e Aplicação de Modelo de Previsão de Áreas Suscetíveis. *Revista Brasileira de Geomorfologia*, Porto Alegre, v. 2, n. 1, p. 51-71, 2001.

FIORI, A. P.; CARMIGNANI, L.. *Fundamentos de Mecânica dos Solos e das Rochas: Aplicações na Estabilidade de Taludes*. 2ª ed.. Curitiba: UFPR, 2009. 604 p.

FONTES, A. L.. O Quaternário Costeiro e o Município de Aracaju (SE). In: CONGRESSO DO QUATERNÁRIO DE PAÍSES DE LÍNGUAS IBÉRICAS, 2, 2003, Recife. *Anais...*, 2003.

FONTES, A. L.; CORREIA, A. L. F.. Diagnóstico Ambiental Físico do Município de Aracaju como Subsídio ao Estudo de Impacto Ambiental na Zona Costeira do Estado de Sergipe. In: ENCUESTRO DE GEÓGRAFOS DA AMÉRICA LATINA, 12, 2009, Montivideu. *Anais...* Montevideu: Imprensa Gega, 2009, v. 1, p. 125-140.

FONTES, A. L.; CORREIA, A. L. F.; COSTA, J. J.. Condições Climáticas e Dinâmica Evolutiva da Paisagem Geológico-Geomorfológico do Litoral do Sul do Estado de Sergipe – Município de Estância. *Revista Geonorte*, São Paulo, v. 2, n. 4, p. 320-333, 2012.

FRANCO, Emanuel. *Biogeografia do Estado de Sergipe*. Aracaju: SSEC, 1983. 136 p.

FREDLUND, D. G.; KRAHN, J.; PUFAHL, D. E.. The Relationship between Limit Equilibrium Slope Stability Methods. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1981, Estocolmo. *Anais...* p. 409-416.

FREIRE, E. S. de M.. Movimentos Coletivos de solos e Rochas e sua Moderna Sistemática. *Revista Construção*, Rio de Janeiro, p. 10-18, 1965.

GOMES, L. F. A. M.; MOREIRA, A. M. M.. Da Informação à Tomada de Decisão: Agregando Valor Através dos Métodos Multicritério. *RECITEC*, Recife, v. 2, n. 2, p. 117-139, 1998.

GRAY, D. H.. Influence of Vegetation on the Stability of Slopes. In: BARKER, D. H. (Ed.). *Vegetation and Slopes: Stabilization, Protection and Ecology*. Londres: Thomas Telford, 1995. p. 2-25. Disponível em: <<https://books.google.com.br/books>>. Acesso em: 11 de set. 2015.

GUGLIELMETTI, F. R.; MARINS, F. A. S.; SALOMON, V. A. P.. Comparação Teórica entre Métodos de Auxílio à Tomada de Decisão por Múltiplos Critérios. In: ENCONTRO NACIONAL DE ENGENHARIA DE PRODUÇÃO, 23, 2003, Ouro Preto, *Anais...* Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Engenharia de Produção, 2003.

GUIDICINI, G.; NIEBLE, C. M. *Estabilidade de taludes naturais e de escavação*. 2ª ed.. 7ª reimpressão. São Paulo: Edgard Blucher, 2011. 196 p.

GUIDICINI, G.; NIEBLE, C. M. *Estabilidade de taludes naturais e de escavação*. 1ª ed.. São Paulo: Edgard Blucher, 1984.

GUSMÃO FILHO, J. A. *et al.*. Caracterização Geológico-Geotécnica dos Morros de Olinda. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 7, 1982, Olinda. *Anais...* Olinda: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 1982, p. 75-102.

GUSMÃO FILHO, J. A.. A Experiência em Encostas Ocupadas do Recife: Integração Técnica, Institucional e Comunitária. *Revista do Instituto Geológico*, São Paulo, v. especial, n. especial, p. 9-22, 1995.

GUSMÃO FILHO, J. A.; MELO, L. V.; ALHEIROS, M. M.. *Relatório Temático sobre Encostas*. Plano Diretor de Jaboatão dos Guararapes. Recife, 1992.

HIGHLAND, L. M.. Landslide Types and Processes. *U.S. Geological Survey Fact Sheet 2004-3072*, Estados Unidos, jul. 2004.

HOEK, E.; BRAY, J. W.. *Rock Slope Engineering*. Londres: IMM, 1981.

HUANG, S. L.; YAMASAKI, K.. Slope Failure Analysis Using Local Minimum Factor of Safety Approach. *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 119, n. 12, p. 1974-1989, 1993.

HUNGR, O.; LEROUÉIL, S.; PICARELLI, L.. The Varnes Classification of Landslide Types, an Update. *Springer*, Berlim, v. 11, p. 167-194, 2014.

HUTCHINSON, J. N.. *Mass Movement*. In: Encyclopedia of Geomorphology. Ed. R.W. Fairbridge. New York: Reinhold Book, 1968. 688-696.

HWANG, C. L.; YOON, K.. Multiple Attribute Decision Making: Methods and Applications. *Springer-Verlag*, Berlim, v. 186, 1981.

INSTITUTO NACIONAL DE COLONIZAÇÃO E REFORMA AGRÁRIA. *Norma Técnica para Georreferenciamento de Imóveis Rurais*. 2ª ed. Brasília, 2010.

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA. *Banco de Dados Meteorológicos para Ensino e Pesquisa*. 2015. Disponível em: <<http://www.inmet.gov.br/portal/bdmep>>. Acesso em: 28 de jul. 2016.

JANBU, N.. *Stability Analysis of Slopes with Dimensionless Parameters*. 1954. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Harvard University, Cambridge.

JANBU, N. Slope stability computations. In: HIRSCHFELD, R. C. & POULOS, S. J. (Ed.). *Embankment-Dam Engineering*. New York: John Wiley & Sons, 1973. p. 47-86.

KAUR, A.; SHARMA, R. K.. Slope Stability Analysis Techniques: A Review. *International Journal of Engineering Applied Sciences and Technology* (Online), v. 1, p. 52-57, 2016.

KRABBENHOFT, K.; LYMAIN, A. V.; KRABBENHOFT, J. (Ed.). *OptumG2*. Optum Computational Engineering, 2015. (Série Manuais).

KULHAWY, F. H.. *Finite Element Analysis of the Behavior of Embankments*. 1969. Tese (Doutorado em Engenharia) – University of California, Berkley.

LI, L. C.; TANG, C. A.; ZHU, W. C.; LIANG, Z. Z.. Numerical Analysis of Slope Stability Based on the Gravity Increase Method. *Computers and Geotechnics* (Online), v. 36, p. 1246-1258, 2009.

LIANG, G.; WANG, M.. A Fuzzy Multi-Criteria Decision-Making Method for Facility Site Selection. *International Journal of Production Research*, v. 29, n. 11, p. 2313-2330, 1991.

LOOTSMA, F. A.. Scale Sensitivity in the Multiplicative AHP and SMART. *Journal of Multi-Criteria Decision Analysis*, v. 2, p. 87-110, 1993.

LOUSADA, G.; FARIAS, H. S.. Desastres Ambientais, Prevenção e Mitigação: Um Estudo de Caso da Região de Angra dos Reis - RJ. *Revista Continentes*, Rio de Janeiro, n. 1, p. 131-149, 2014.

MASSAD, F.. *Obras de Terra: Curso Básico de Geotecnia*. 2ª ed.. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 216 p.

MATSUI, T.; SAN, K. C.. Finite Element Slope Stability Analysis by Shear Strength Reduction Technique. *Soils and Foundations* (Online), v. 32, n. 1, p. 59-70, 1992.

MENEZES, L. M. R. *et al.* Estudo para Dimensionamento de Estrutura em Concreto Armado para Edificações Populares. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 58, 2016, Belo Horizonte. *Anais...* São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2016, 16 p. No prelo.

MORGENSTERN, N. R.; PRICE, V. E.. The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces. *Geotechnique*, v. 15, n. 1, p. 77-93, 1965.

MOURA, D. S. S. *et al.* Mapeamento de risco simplificado de deslizamento de encostas no município de Tibau do Sul – RN. I Congresso de Pesquisa e Inovação da Rede Norte Nordeste de Educação Tecnológica, Natal, 2006.

NAYLOR, D. J. Finite Elements and Slope Stability. In: MARTINS, J. B. (Ed.). *Numerical Methods in Geomechanics*. Braga: University of Minho, 1982. p. 229-244.

NUMMER, A. V.. *Parâmetros Geológicos-Geotécnicos Controladores dos Movimentos de Massa na Rota do Sol/RS 486 – Itati, RS*. 2003. 241 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

NUNES, F. C.; SILVA, E. F.; VILAS BOAS, G. S.. Grupo Barreiras: Características, Gênese e Evidências de Neotectonismo. *Boletim de Pesquisa e Desenvolvimento*. Rio de Janeiro: Embrapa Solos, 2011, 31 p.

ONU. United Nations Inter Agency Secretariat of the International Strategy for Disaster Reduction (UNI/ISDR). *Living with Risk: A Global Review of Disaster Reduction Initiatives*. v. 2. Genebra, Suíça, 2004. 127 p.

ORTIGÃO, J. R.. Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos. 3ª ed. Rio de Janeiro: Terratek, 2007. 391 p.

PAMPLONA, E. O.. Avaliação Qualitativa de Cost Drivers pelo Método AHP. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE CUSTOS, 6, 1999, São Paulo. *Anais...* São Leopoldo: Associação Brasileira de Custos, 1999, 8 p.

PONÇANO, W. L.; PRANDINI, F. L.; STEIN, D. P.. Condicionantes Geológicas e de Ocupação Territorial nos Escorregamentos de Maranguape, Estado do Ceará, 1974. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 1, 1976, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 1976, v. 2, p. 323-339.

PONTE, F. C.. *Estudo Morfo-Estrutural da Bacia Alagoas-Sergipe*. Boletim Técnico da Petrobrás. Rio de Janeiro, v. 12, n. 4, p. 439- 474, 1969.

RIBEIRO JUNIOR, C. A.. *Análise Numérica de Escorregamento em Encostas*. 2011. 128 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

RIBEIRO, N. M. G.. Transformações Recentes do Espaço Urbano de Aracaju. *Revista Geonordeste*, Aracaju, v. 2, n. 1, p. 20-31, 1985.

ROY, B. Classement et Choix em Présence de Points de Vue Multiples (La Méthode ELECTRE). *RAIRO Operations Research*, v. 2, p. 57-75, 1968.

SAATY, R. W.. The Analytic Hierarchy Process: What it is and How it is Used. *Mathematical Modelling*, v. 9, p. 161-176, 1987.

SAATY, T. L.. A Scaling Method for Priorities in Hierarchical Structures. *Journal of Mathematical Psychology*, v. 15, p. 234-281, 1977.

SAATY, T. L.. *Decision Making with Dependence and Feedback: The Analytic Network Process*. Pittsburgh: RWS Publications, 1996.

SAATY, T. L.. How to Make a Decision: The Analytic Hierarchy Process. *European Journal of Operational Research*, Amsterdam, v. 48, p. 9-26, 1990.

SALOMON, V. P.; MONTEVECHI, J. A. B.; PAMPLONA, E. O.. Justificativas para Aplicação do Método de Análise Hierárquica. In: ENCONTRO NACIONAL DE ENGENHARIA DE PRODUÇÃO, 19, 1999, Porto Alegre, *Anais...* Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Engenharia de Produção, 1999.

SALVADOR. Secretaria da Infraestrutura, Habitação e Defesa Civil. *Operação Chuva*. Salvador, 2015. 75 p.

SANDOVAL, Martin Alexander Purizaga. *Análise Determinística e Probabilística da Estabilidade de Taludes*. 2012. 194 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

SANTOS JÚNIOR, O. F.; SEVERO, R. N. F.; FREITAS NETO, O.. Movimentos de Massas em Encostas na Cidade de Natal/RN. In: COPPE – UFRJ (Org.). *Willy Lacerda: doutor no saber e na arte de viver*. Rio de Janeiro: Outras Letras, 2016. p. 468-478.

SANTOS, Alizete dos. *Riscos Geológicos e Hidrológicos em Aracaju*. 2012. 117 f. Dissertação (Mestrado em Desenvolvimento e Meio Ambiente) – Universidade Federal de Sergipe, São Cristóvão.

SANTOS, R. A., et al. (Org.). *Programa Levantamentos Geológicos Básicos do Brasil – PLGB. Geologia e recursos minerais do Estado de Sergipe*. Brasília: CODISE. Brasília, 2001.

SARMA. S. K.. Stability Analysis of Embankment and Slopes. *Geotechnique*, v. 23, n. 3, p. 423-433, 1973.

SCHALLER, H. *Revisão estratigráfica da bacia de Sergipe/Alagoas*. Boletim Técnico da Petrobrás. Rio de Janeiro, v. 12, n. 1, p. 21- 86, 1969.

SERGIPE. Secretaria de Estado do Meio Ambiente e dos Recursos Hídricos. *Atlas Digital sobre Recursos Hídricos do Estado de Sergipe*, 2014.

SERGIPE. Secretaria do Planejamento, Orçamento e Gestão. *Perfil: Grande Aracaju e Aracaju*. Aracaju, 2015. 11 p.

SEVERO, Ricardo Nascimento Flores. *Caracterização Geotécnica da Falésia da Ponta do Pirambu em Tibau do Sul-RN, Considerando a Influência do Comportamento dos Solos nos Estados Indeformado e Cimentado Artificialmente*. 2011. 280 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco.

SHARPE, C. F. S.. *Landslides and related phenomena: A study of mass-movements of soil and rock*. New York: Columbia University Press, 1938. 137 p.

SILVA DIAS, M. A. F. (Ed.). As Chuvas de Novembro de 2008 em Santa Catarina: Um Estudo de Caso Visando a Melhoria do Monitoramento e da Previsão de Eventos Extremos. *Nota técnica*. São José dos Campos: INPE, 2009, 67 p.

SILVA, João Paulo Moreira da. *Os Métodos de Equilíbrio Limite e dos Elementos Finitos na Análise de Estabilidade de Taludes*. 2011. 149 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade do Porto, Porto.

SKEMPTON, A. W.; HUTCHINSON, J. N. Stability of Natural Slopes and Embankment Foundations. In: CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 7, 1969, Mexico City. *Anais...* Mexico City: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1969, p. 291-340.

SLOAN, S. W.. Geotechnical Stability Analysis. *Géotechnique* (Online), v. 63, n. 7, p. 531-572, 2013.

SOARES, L.; GUIDICINI, G.; LIMAVERDE, J. A.. Considerações sobre os Movimentos de Massa Ocorridos na Serra de Maranguape, CE. In: SIMPÓSIO DE GEOLOGIA DO NORDESTE, 7, 1975, Fortaleza. *Anais...* Fortaleza: Sociedade Brasileira de Geologia/Núcleo Nordeste, 1975, 13 p..

SOARES, P. M. C.. *Busca da Superfície de Ruptura Crítica na Análise Tridimensional de Estabilidade de Taludes*. 2010. 137 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Goiás, Goiânia.

SPENCER, E.. A Method of Analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallel Interslice Forces. *Geotechnique*, v. 17, p. 11-26, 1967.

STERNIK, K.. Comparison of Slope Stability Predictions by Gravity Increase and Shear Strength Reduction Methods. *Technical Transactions: Environment Engineering*. Polônia, p. 121-130, 2013.

STUMPF, T. R. A.; FREITAS NETO, O.. Análise da Estabilidade de um Talude em Área de Risco da Cidade de Aracaju-SE. In: CONGRESSO LUSO-BRASILEIRO DE GEOTECNIA,

6, 2012, Lisboa. *Anais...* Lisboa: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2012, 13 p.

SWAN, C. C.; SEO, Y. K.. Limit State Analysis of Earthen Slopes Using Dual Continuum/FEM Approaches. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, v. 23, p. 1359-1371, 1999.

TAYLOR, D. W.. *Fundamentals of Soil Mechanics*. Nova Iorque: John Wiley & Sons, 1948.

TEJADA CERVANTES, L. M.. *Avaliação Geotécnica de Projeto de Taludes de Grande Porte de Mineração com Base nos Aspectos de Geologia de Engenharia*. 2007. 220 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade de Brasília, Brasília.

TEKNOMO, K.. *Analytic Hierarchy Process (AHP) Tutorial*. 2006. Disponível em: <<http://people.revoledu.com/kardi/tutorial/AHP/>>. Acesso em: 16 de abr. 2016.

THORNTHWAITE, C. W.. An Approach Toward a Rational Classification of Climate. *Geographic Review*. v. 38, p. 55-93, 1948.

VAN DER VEN, P. H.; CAINELLI, C.; FERNANDES, G. J. F.. *Bacias de Sergipe-Alagoas: Geologia e Exploração*. B. Geoci. Rio de Janeiro: Petrobrás, v. 3, n. 4, p. 307- 319, 1989.

VARGAS, L. G.. An Overview of the Analytic Hierarchy Process and its Applications. *European Journal of Operational Research*, Amsterdam, v. 48, p. 2-8, 1990.

VARGAS, M. Estabilização de Taludes em Encostas de Gnaisses Decompostos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS, 3, 1966, Belo Horizonte. *Anais...* Belo Horizonte: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, 1966, v.1, 24 p.

VARNES, D. J.. *Landslide Hazard Zonation a Review of Principles and Practice*. Paris: UNESCO, 1984.

VARNES, D. J.. Slope movement types and processes. In: LANDSLIDES: ANALYSIS AND CONTROL, 176, 1978, Washington. *Anais...* Washington: Transportation and Road Research Board, 1978, p. 11-33.

VILAS BOAS, C. L.. Método Multicritérios de Análise de Decisão (MMAD) para as Decisões Relacionadas ao Uso Múltiplo de Reservatórios: Analytic Hierarchy Process (AHP). In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 16, 2005, João Pessoa. *Anais...* Porto Alegre: Associação Brasileira de Recursos Hídricos, 2005.

ZIENKIEWICZ, O. C.; HUMPHESON, C.; LEWIS, R. W.. Associated and Non-Associated Visco-Plasticity and Plasticity in Soil Mechanics. *Géotechnique*, v. 25, n. 4, p. 671-689, 1975.

ZUQUETTE, Lázaro V.; GANDOLFI, Nilson. *Cartografia Geotécnica*. 3ª reimpressão. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

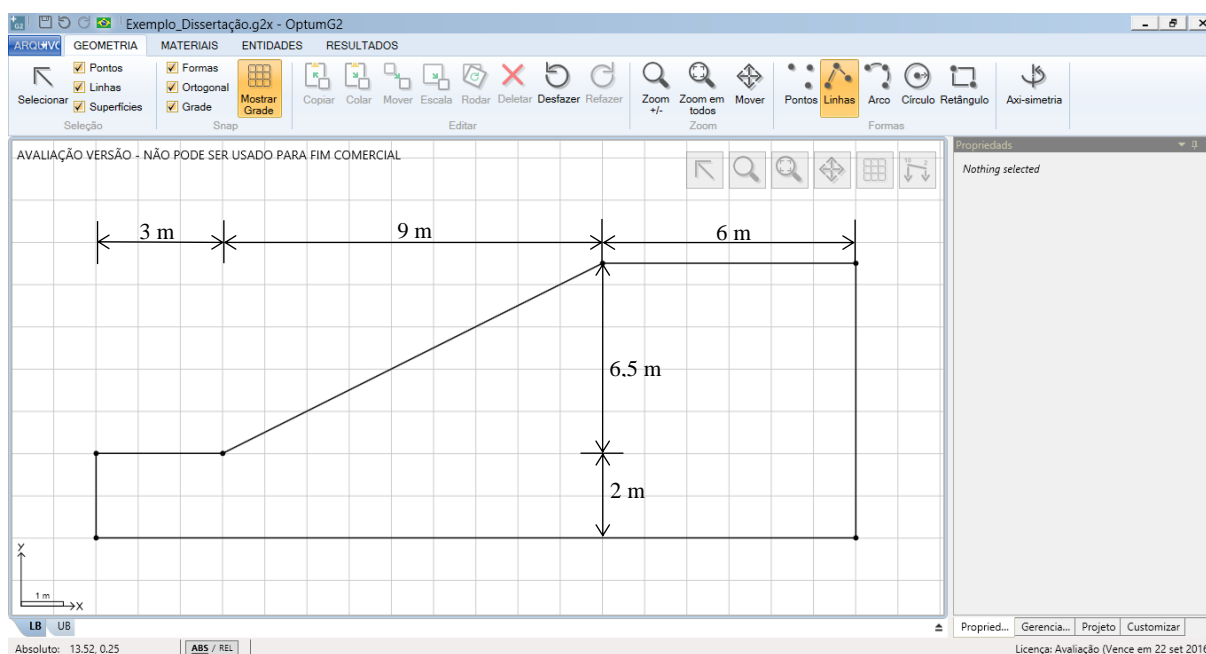
APÊNDICE

Apêndice A – Análise de Estabilidade Através do SRM (*Strength Reduction Method*) no OptumG2

A seguir apresenta-se o roteiro para a realização da análise de estabilidade de taludes através do método de redução de resistência.

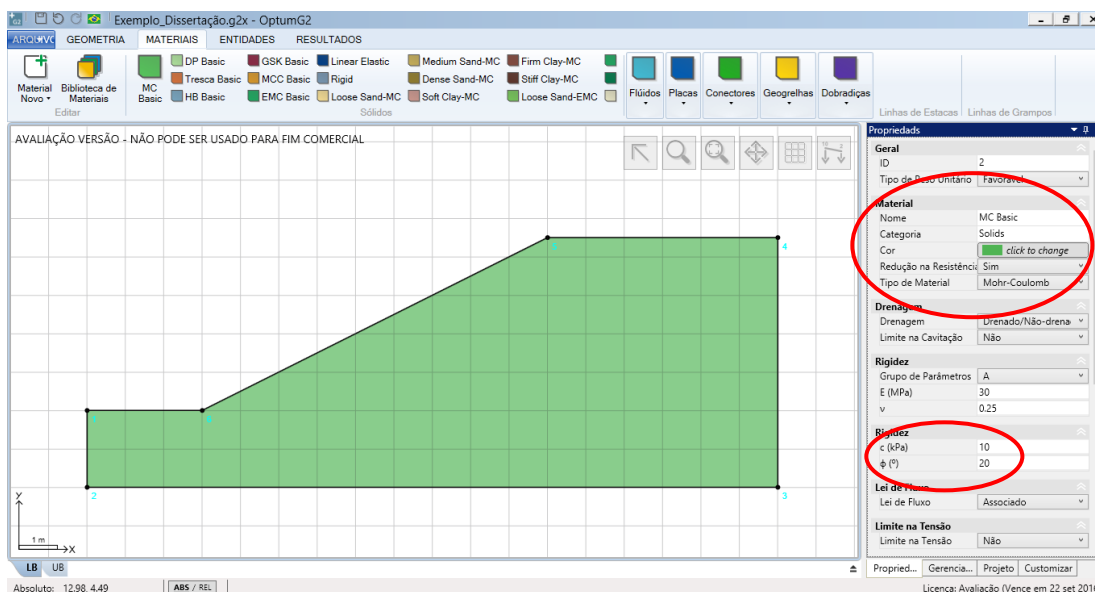
Primeiramente, define-se a geometria do maciço de maneira direta, através do sistema de coordenadas ou importando-se do formato DXF. A tela inicial do software mostrando a geometria do talude genérico é apresentada na Figura A.1.

Figura A.1 – Geometria do Talude Genérico.



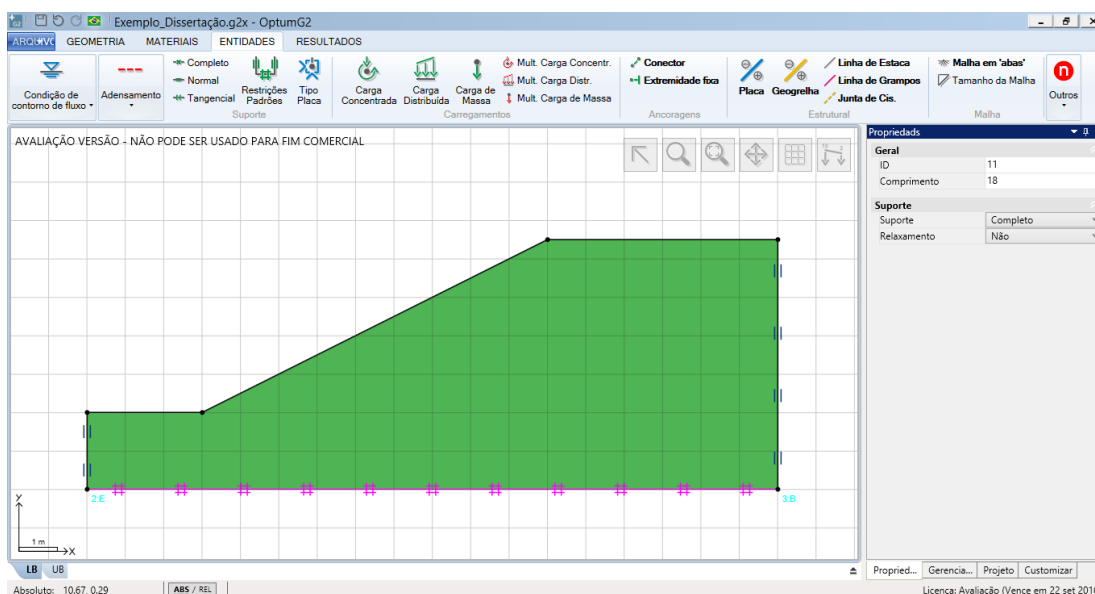
Em seguida, define-se o material que constitui o talude selecionando-se a aba Materiais. Pode ser aplicado um ou mais materiais, dentre os já cadastrados ou podem ser cadastrados novos materiais inserindo-se as suas características. Esses materiais podem ser sólidos, chapas, geogrelhas, conectores, entre outros. A Figura A.2 mostra algumas das propriedades dos materiais que devem ser inseridas, em destaque, a identificação do material, o tipo de material e os parâmetros de resistência. A condição de drenagem dependerá do tempo de análise escolhido: prolongado, o material será sempre drenado; rápido, será drenado/não drenado.

Figura A.2 – Aplicação do Material que Constitui do Talude.



Posteriormente, são selecionadas as condições de contorno, de carregamentos, de ancoragem e das estruturas do maciço na aba Entidades. A Figura A.3 mostra as condições de contorno selecionadas para o talude utilizado como exemplo. Por se tratar de um talude genérico, utilizado como exemplo, não foram inseridos carregamentos, sistemas de ancoragem ou estruturas no maciço, porém, nos manuais disponibilizados pela OptumCE são apresentados exemplos considerando-se todos os cenários possíveis no OptumG2.

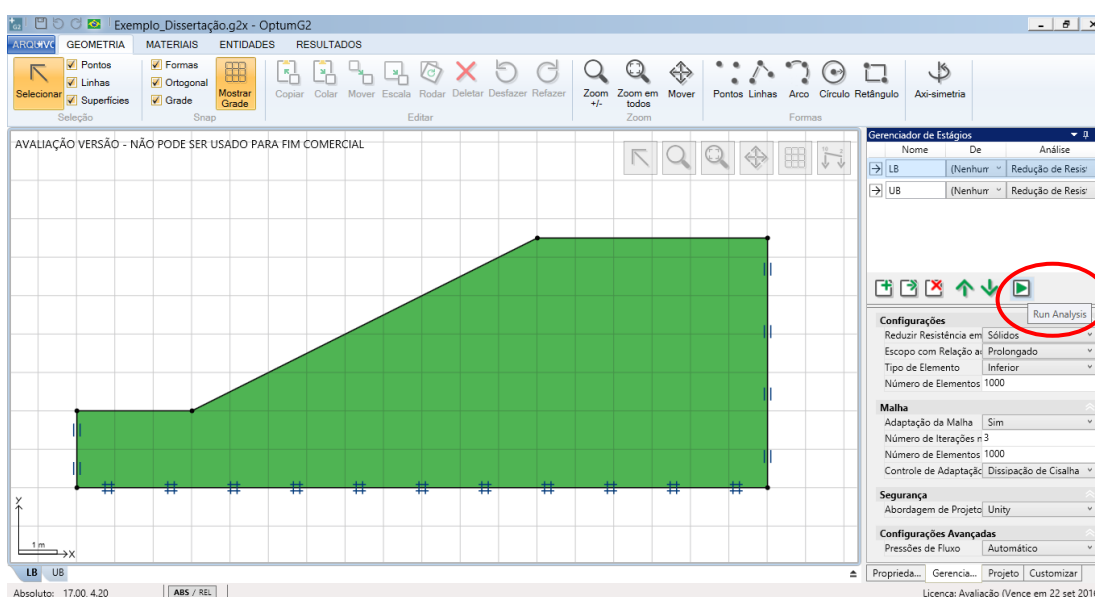
Figura A.3 – Condições de Contorno do Maciço.



A análise através do método de redução de resistência é realizada selecionando-a na janela do gerenciador, ela é executada em termos de limite inferior e limite superior. Após determinar os estágios que devem compor a análise, definimos as configurações da mesma

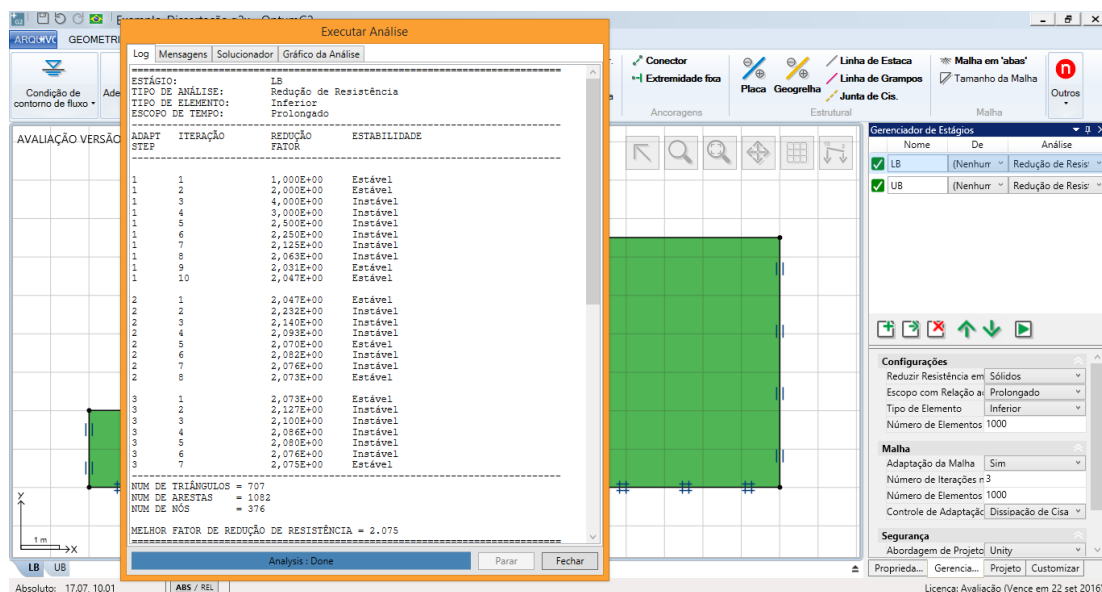
(Figura A.4). Tais configurações iniciam-se primeiramente com a seleção do tipo de material, o tempo de abrangência da análise (prolongado ou rápido), tipo de elemento (limite inferior ou superior) e o número de elementos da malha. Posteriormente, definem-se as características da malha de elementos finitos, havendo a possibilidade de escolher ou não a adaptação da malha, o número de iterações na adaptação (entre 3 e 4 são satisfatórias), o número de elementos da primeira malha adaptativa e a variável que controla a sua adaptabilidade, ou seja, o refinamento da malha de elementos finitos. A segurança é definida pela abordagem de projeto escolhida pelo usuário do *software*, que disponibiliza 7 abordagens baseadas no *Eurocode 7*, porém a abordagem padrão é a *Unity*, onde um fator unitário é aplicado a todas as cargas e parâmetros do material (KRABBENHOFT *et al.*, 2015). O campo “configurações avançadas” permite que o usuário defina o estado de distribuição da pressão de infiltração.

Figura A.4 – Janela de Configuração de Análise.



Após iniciar a análise (em destaque na Figura A.4), é possível visualizar os detalhes da análise (Figura A.5), com o estágio da análise, o método de análise selecionado, o elemento de análise, o tempo de análise, o número de adaptações da malha, o número de iterações, o fator redutor da resistência, o número de elementos finitos e o número de nós da malha. Os resultados são fornecidos tanto para a análise de limite inferior quanto superior. Também é possível visualizar o gráfico referente a análise e as matrizes de solução nas abas vizinhas ao registro.

Figura A.5 – Detalhes da Análise de Redução de Resistência.



A análise fornece um fator de segurança do limite inferior (Figura A.6) e do limite superior (Figura A.7). Para o talude genérico utilizado como exemplo, o fator de segurança baseado na redução de resistência do talude estará no intervalo $2,08 \leq FS_S \leq 2,12$, ou seja, será igual a $2,10 \pm 0,02$. Na aba “resultados”, além de detalhes da malha do MEF, é possível também visualizar a distribuição de tensões, deformações, deslocamentos e plasticidade no maciço, na análise do limite inferior e superior. Para demonstrar essa função, a Figura A.8 mostra o gráfico da distribuição do deslocamento resultante no limite superior, o mesmo pode ser selecionado para o limite inferior.

Figura A.6 – Malha do MEF da Análise do Limite Inferior.

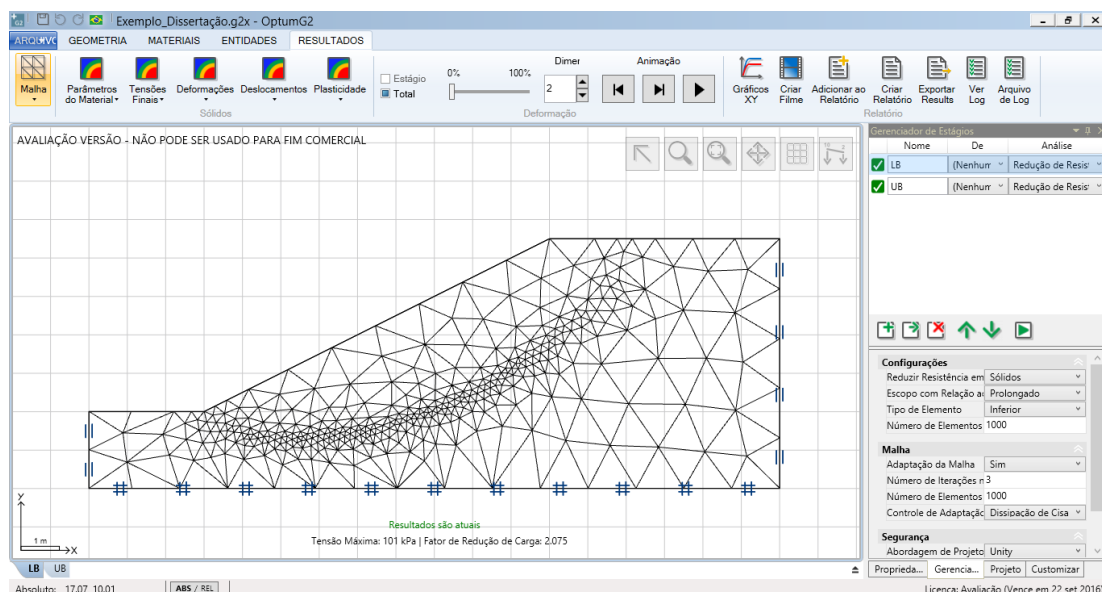


Figura A.7 – Malha do MEF da Análise do Limite Superior.

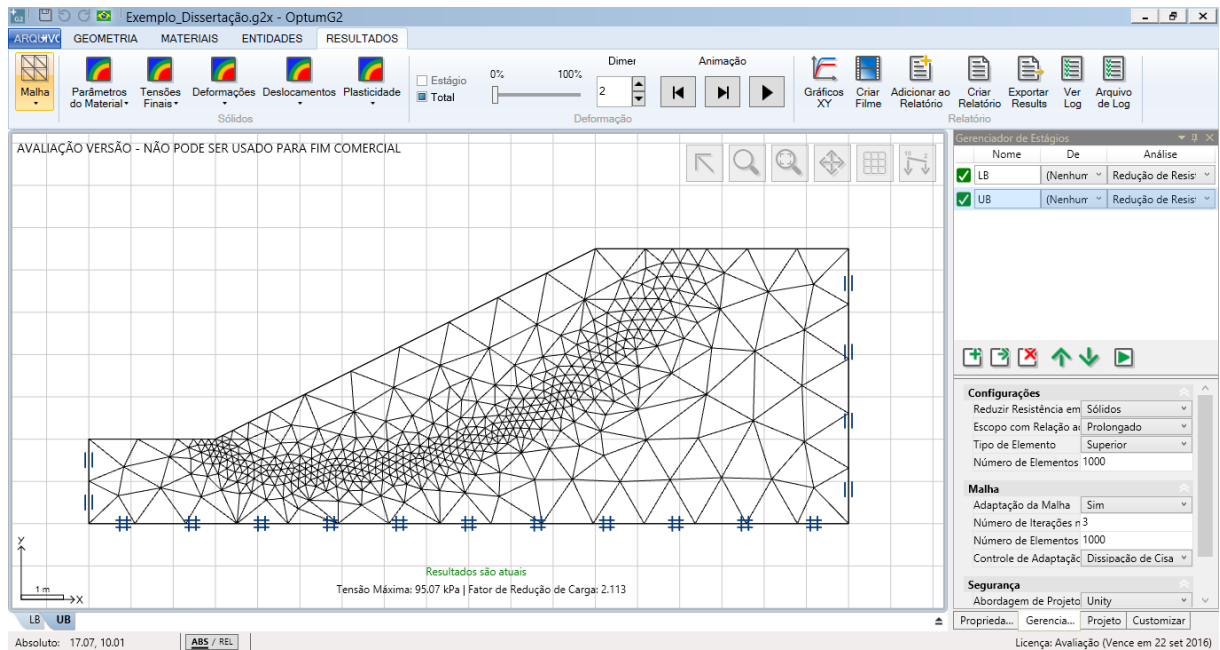


Figura A.8 – Gráfico do Deslocamento Resultante no Limite Superior.

